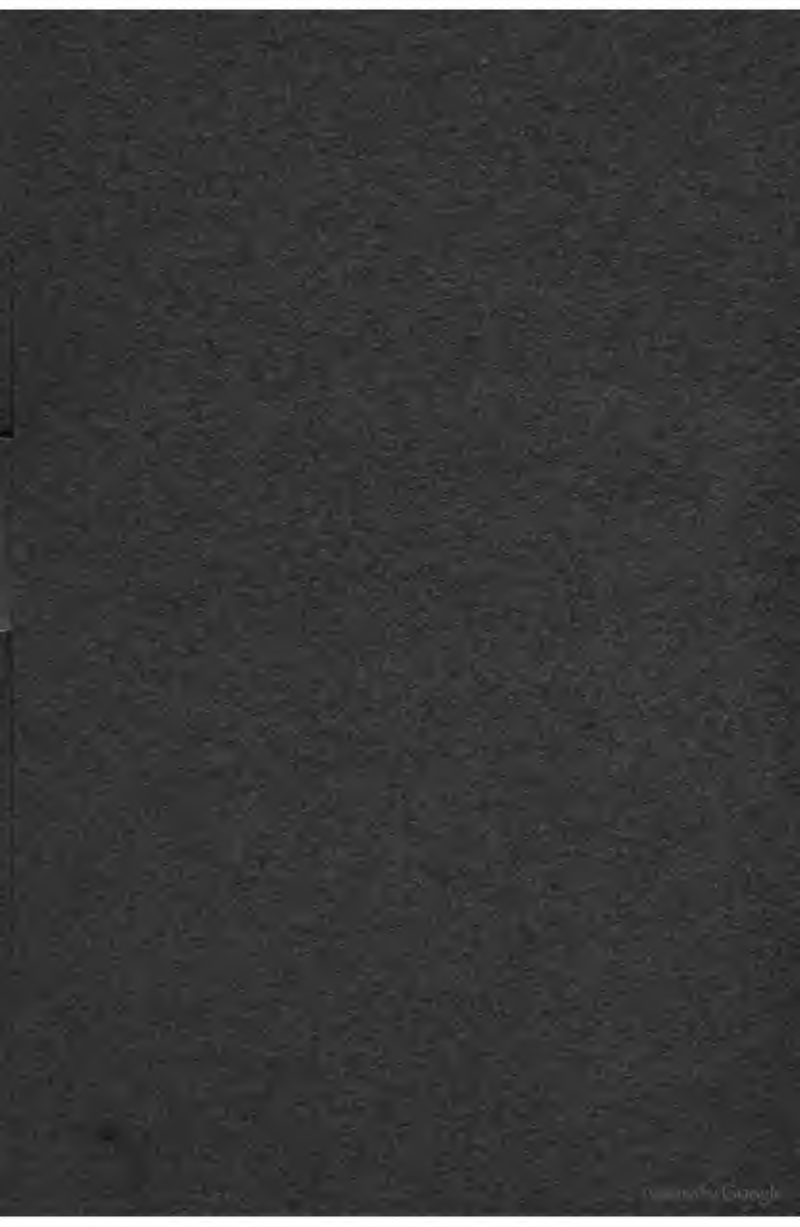


Brücken in Esenbeton: Bogenbrücken. 1908

Carl Kersten





BRÜCKEN IN EISENBETON

EIN LEITFADEN
FÜR SCHULE UND PRAXIS

VON

C. KERSTEN
BAUINGENIEUR.

TEIL II:

BOGENBRÜCKEN.

MIT 356 TEXTABBILDUNGEN.



BERLIN 1908
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN.

Vorwort.

Vorliegendes Buch bildet den zweiten Teil des auf Anregung der Verlagsbuchhandlung Wilhelm Ernst u. Sohn entstandenen Leitfadens „Brücken in Eisenbeton". Auch dieser zweite Teil ist nicht nur für den Schüler und Studierenden, sondern auch für den in der Praxis stehenden Techniker und Ingenieur bestimmt. Das Buch schließt sich — was sowohl praktische als auch theoretische Erörterungen betrifft — den bisher erschienenen Büchern des Unterzeichneten an. Vorausgesetzt sind die Kenntnisse der allgemeinen Brückenstatik, soweit sie für die Berechnung gewölbter Brücken in Frage kommt. Um dem Charakter des Buches treu zu bleiben, sind rein wissenschaftliche Betrachtungen nach Möglichkeit vermieden. Für alle die, welche sich eingehender mit dem Studium befassen möchten, sind Hinweise auf die einschlägige Literatur in genügender Zahl gegeben.

Das Buch verfolgt in erster Linie die Aufgabe, dem Studierenden den Schritt von der Theorie zur Anwendung erleichtern zu helfen. Hauptwert ist auf die Anleitung zum praktischen Entwerfen und Ausführen gelegt. Einige vollkommen durchgerechnete und durch Konstruktionszeichnungen erläuterte Beispiele aus der Praxis erstklassiger Firmen dürften zum genaueren Verständnis des Gebotenen wesentlich beitragen, ebenso die zahlreichen, mit genügenden Maßzahlen versehenen Abbildungen über Einzelheiten und Gesamtanlagen ausgeführter Wölbbrücken.

Das Buch soll eine Ergänzung der vorhandenen Lehrbücher im Brückenbau sein und als solche eine zweckmäßige Zusammenstellung des Wesentlichsten bringen. Einige Kapitel, wie Fachwerkbrücken, sind in dem Leitfaden nur kurz behandelt. Sie bilden ein Spezialgebiet für sich; die Ansichten über ihre wirtschaftliche Zweckmäßigkeit gehen noch auseinander.

Mustergültige Einzelbeispiele sind wohl schon zur Genüge veröffentlicht worden; doch findet man sie — nicht einmal jedem zugänglich —

zum größten Teil in der Literatur verstreut vor. Auch die bisher erschienenen Sammelwerke größeren Stiles, in denen dem Eisenbeton-Brückenbau der ihm gebührende Platz eingeräumt ist, stehen dem ausführenden Ingenieur und noch mehr dem Lernenden häufig nicht zur sofortigen Verfügung. Diesem Mangel soll nun der vorliegende Leitfaden abhelfen.

Die günstige Beurteilung des ersten Teiles „Platten- und Balkenbrücken“ seitens der Presse und die kräftige Nachfrage nach demselben lassen die Hoffnung aufkommen, daß auch dieser zweite Teil „Bogenbrücken“ in den Schüler- und Technikerkreisen eine gleiche Anerkennung finden wird. Wennschon noch manches ergänzungs- und verbesserungsfähig ist, so wäre immerhin zu bedenken, daß man es mit dem ersten elementar gehaltenen Spezialbuch zu tun hat, welches bisher erschienen ist. Jedenfalls wird der Unterzeichnete jede Anregung seitens des Fachpublikums mit Dank entgegennehmen.

Zittau, im November 1907.

C. Kersten.

Inhaltsverzeichnis.

I. Allgemeines.

Der Bau eisenarmierter Wölbbrücken gewinnt mehr und mehr an Bedeutung und wird gleich dem Bau armierter Balkenbrücken unzweifelhaft einer glänzenden Zukunft entgegengehen. Mag auch noch manches — in Theorie wie in Konstruktion — gründlicherer Vervollkommnung bedürfen, so steht doch das eine fest, daß die bereits vorhandenen Bauwerke genannter Art sich in wirtschaftlicher und — teilweise wenigstens — ästhetischer Hinsicht vorzüglich bewährt haben. Sie sind leichter als Brücken in Stampfbeton, denn sie können wesentlich dünner hergestellt werden als jene, da Zugspannungen nunmehr zulässig sind und von den Einlagen aufgenommen werden. Sie gestatten hohe Druckbeanspruchungen des Baustoffes, bieten also sowohl dem massig-kompakten Werksteinbau, als auch dem Bau mit rauh behauenen Bruchsteinen gegenüber bedeutsame Vorteile. Bei jenen sind die Steine mit nur wenig Mörtel versetzt, der also eine recht untergeordnete Rolle spielt; beim Bruchstein macht sich die Abhängigkeit von der Güte des angewandten Zementmörtels in oft unbequemer Weise bemerkbar.

Die Vorzüge des neuen Baustoffes werden behördlicherseits auch für den Bau gewölbter Brücken mehr und mehr anerkannt. Man macht sich die Fortschritte in der Zementfabrikation und anderseits die Neuerungen in der modernen Baustatik zunutze und ergründet manches, was theoretisch nicht einwandfrei genug erklärt werden kann, durch praktische Proben auf dem Bauplatz und in den technisch-mechanischen Versuchsanstalten.

Vieles Allgemeine über die Vorteile des Eisenbetons im Brückenbau ist bereits bei den Balkensystemen genannt worden, bedarf also nur eines kurzen Hinweises auf jene Ausführungen[1]): Kürze der Herstellungsdauer, billiges Heranschaffen der Rohmaterialien, Wetterbeständigkeit, Feuer-, Sturm- und Hochwassersicherheit, Fortfall aller Unterhaltungskosten und gute Aufnahme aller dynamischen Wirkungen. Ein besonderer Vorteil den steinernen Wölbbrücken gegenüber ist in dem Umstand zu suchen, daß man in Eisenbeton leichtere, gefälligere Formen schaffen kann, welche infolge der vollendeten Ausnutzung der Festigkeitseigenschaften und der entsprechend geringeren Masse an Material schon in der Herstellung der Bogen — wie auch der Widerlager, Pfeiler, Stirnmauern und Geländerpfosten — weniger Kosten verursachen. Teure englische oder französische Fugenschnitte kommen hier nicht in Frage. Quader sind schließlich nur dort von Vorteil, wo gutes Steinmaterial von bester Beschaffenheit am Orte ist. Wenn unbedingt erwünscht, kann ja eine Verkleidung der Beton-

[1]) Kersten, „Brücken in Eisenbeton", Teil I, S. 2 bis 6.

ansichtsflächen durch Quadern oder Ziegelsteine vorgenommen werden, wie es beispielsweise die Abb. 1 und 2 zeigen. Doch ist man über derartige Verkleidungen, zunächst vom ästhetischen Standpunkt aus betrachtet, sehr geteilter Meinung. Dann muß man auch mit der verschiedenen Elastizität beider Baustoffe (Beton und Stein) rechnen.

Man schreitet im Bau eisenarmierter Betonbrücken zu immer größeren Spannweiten; ist doch bereits eine Wölbbrücke von 79 m Spannung über den Sittertobel bei Gmünden geplant. Viel bedeutsamer ist aber der Eisenbeton in der Anwendung des Flachbogens geworden. Flachbogen haben bekanntlich den altüblichen hohen Bogen gegenüber ganz besondere Vorteile. Ihr Scheitel liegt niedrig, so daß unbequeme Rampen nicht notwendig werden; die Kämpfer dagegen liegen hoch und lassen deshalb eine Beschädigung durch Hochwasser nicht so schnell befürchten. Schließlich könnte noch behauptet werden, daß flache Bogen architektonisch oftmals schöner, vornehmer wirken als Bogen von großem Stich. Bei gewölbten Steinbrücken beträgt die Pfeilhöhe gewöhnlich $^1/_5$ der Spannweite. Früher ging man sogar noch höher hinauf; doch ist man anderseits bis zu einem Pfeilverhältnis 1 : 10 nur in seltenen Fällen gegangen. Aus den bisherigen Ausführungen armierter Wölbbrücken dagegen können geringe Pfeilhöhen von $^1/_{10}$ bis $^1/_{17}$ der Spannweite festgestellt werden. Derartig kleine Pfeilhöhen haben in Verbindung mit der erreichbaren Schlankheit der Bogen eine geringe Konstruktionshöhe zur Folge hat. Soll also bei dem Bau einer massiven Wölbbrücke eine geringe Pfeilhöhe genommen werden, soll die Belastung so frühzeitig als möglich erfolgen und ist schließlich noch eine schiefe Lage der Brückenachse erforderlich, so kommt bei der Wahl des Baustoffes der Eisenbeton wohl unzweifelhaft an erster Stelle in Frage.

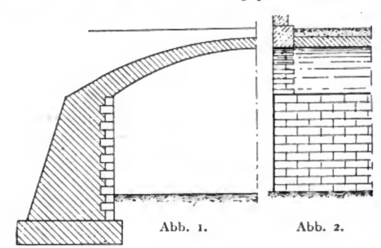


Abb. 1. Abb. 2.

Eisernen Brücken gegenüber bietet der armierte Beton — nur bei den Balkenbrücken — den Hauptvorteil der wegfallenden Unterhaltungskosten. In der Herstellung selbst sind ja die armierten Betonbrücken wegen des großen Holzverbrauches für die Rüstung oftmals teurer als eiserne Brücken. Man baut aber nicht nur für die Gegenwart, sondern auch für zukünftige Geschlechter. Man baut dann am billigsten, wenn bei Anwendung eines dauerhaften, wetterfesten Baustoffes eine möglichst lange Lebensdauer des Bauwerkes bei Fortfall aller Unterhaltungskosten gewährleistet werden kann.

Was die künstlerische Seite, die ästhetische Wirkung der Betonbogenbrücken anlangt, so gilt hier dasjenige, was bei den Balkenbrücken

bereits gesagt wurde, in noch höherem Maße: man will heutzutage nicht nur billig und praktisch, sondern auch gefällig bauen. Nur bei kleineren Brückenobjekten genügt die alleinige Betonung der Nützlichkeit, die Kennzeichnung der praktischen Aufgabe des Baues. Bei allen Bogenbrücken herrschen ausschließlich die Linien. „Die längsten und stärksten von ihnen bezeichnen den Hauptweg von Stütze zu Stütze; die übrigen sind dabei nur Hilfen, Füllungen. Auch diese beeinflussen das Gesamtbild sehr wesentlich. Je zahlreicher sie sind, um so schwerfälliger, ängstlicher, kleinlicher erscheint ihre Funktion (Fachwerkbrücken). Das ästhetisch wichtigste aber bleiben die Umrisse. Und bei ihnen setzt im Sinne der tektonischen Ästhetik die Analogie der Linienempfindung mit ihrer ganzen Beredtsamkeit ein. Diese Umrisse sind einförmig oder vielteilig, hart oder weich, straff oder lasch. Am ausdrucksvollsten werden die Kurven. Ihre Mannigfaltigkeit ist hier noch beträchtlich größer als bei den Profilen der Eisenhallen. Rundbogen und Spitzbogen treten zurück. Die Führung hat der Flachbogen, konkav und konvex, oft in einer unvergleichlichen Schönheit. Man kann sagen, daß mit den Eisenbrücken die Stilgeschichte der Flachkurve überhaupt erst beginnt und einen ähnlichen Reichtum verspricht, wie ihn der Spitzbogen bot" (Prof. Dr. Meyer, Eisenbauten, ihre Geschichte und Ästhetik).

Alles das gilt natürlich auch von den armierten Wölbbrücken, die voll und ganz dazu berufen sind, die Stilgeschichte der Flachkurve fortzuführen und zu erweitern. Aber leider wird oftmals die Konstruktion zu wenig betont, der organische Zusammenhang aller Teile zu wenig gekennzeichnet. Man verdecke nicht die Auflager der Gewölbe durch Scheinarchitektur und lasse die Stützung des Bogens erkennen. Die Stirnflächen der Bogen können gerändert oder mit laufenden Ornamenten versehen werden. Jedenfalls lasse man stets die Bogen nach außen hin zum Ausdruck kommen, die Konstruktion für sich sprechen. Man kann an den Sichtflächen Linien einschneiden, die die tatsächliche Lage der Eiseneinlagen erkennen lassen. Der Fortfall jeglicher Fugen bedingt eine durchaus individuelle Behandlung des neuen Baustoffes. In aller Formgebung passe man sich dem Charakter des Materials an und entscheide sich für einfache, wuchtige Formen, wie solche ohne Künstelei in der Schalung bequem hergestellt werden können. Große Flächen lasse man monumental wirken; jede Kleinornamentik ist hier zu vermeiden. Rechteckige Flächen der Flügelmauern können in rechteckige Felder — möglichst unter Benutzung von Lisenen oder Strebepfeilern — eingeteilt werden; denn in großer Fläche wirkt sonst der Beton zu nüchtern, zu kalt. Bestehen die Sichtflächen aus einem Vorguß von Dolomitbeton, so kann man sie steinmetzmäßig bearbeiten. Man ahmt auch gern Quadermauerwerk nach und verkleidet die Sichtflächen des Betons gemäß Abb. 1 und 2.

Ein anderes Beispiel hierzu zeigt Abb. 3, die Betonverkleidung an der Königsbrücke zu Düsseldorf. Man verlege solche Sandsteinverkleidungen in 1 cm starke Portlandzementfugen (1 : 3) und verbinde sie mit dem Betonkörper durch eiserne Klammern.

1*

Besser ist es aber, auf alle Scheinarchitektur zu verzichten. Man lasse lieber die Struktur des Betons, seine Zusammensetzung aus verschieden großen und verschieden farbigen Kiesmaterialien erkennen. Bei den Balkenbrücken wurde bereits auf ein amerikanisches Verfahren hingewiesen, nach welchem der gewöhnliche Schotter an den Sichtflächen durch schöne, runde Kieselsteine ersetzt wird, die dann später durch Bürsten und Waschen bloßgelegt werden. Abb. 4[1]) zeigt einen Eisenbahnübergang, dessen Schauflächen nach solchem Verfahren bearbeitet sind. Natürlich kann das Bild nur zum Teil die belebende Wirkung der Flächen veranschaulichen, weil ihm die Farbe fehlt. Die Ränder der Brückenbahn sind als Hauptgesims behandelt. Die Brüstung ist massiv hergestellt. Ein zierliches Eisengeländer würde hier ästhetisch kaum befriedigen, weil das Ganze zu schwer und wuchtig wirkt. Leider sind die Bogenstützungen durch Strebepfeiler

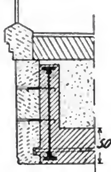


Abb. 3.



Abb. 4.

vertuscht worden. Eine bessere Lösung in dieser Beziehung zeigt Abb. 5, die Ansicht einer von der Firma Wayß u. Freytag ausgeführten Isarbrücke bei München. Bemerkenswert sind hier auch zwei zum Ganzen äußerst harmonisch wirkende Obelisken am Landwiderlager sowie eine über dem Strompfeiler vorgesehene Aussparung der Gewölbeauflast.

[1]) „Zement und Beton" 1907, S. 23. Vergl. auch Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil I, 4. Auflage, S. 50.

Die schön gegliederte Brüstung erhöht die vornehme Wirkung des Bauwerkes in bedeutendem Maße. Auch die erst kürzlich vollendete Betonbogenbrücke in Sauvage bei Metz, ausgeführt von der Firma Dyckerhoff u. Widmann, Karlsruhe, hat keine Hausteinverkleidung der Brückenansichtsflächen erhalten[1]). Man hat Vorsatzbeton verwandt, der dann

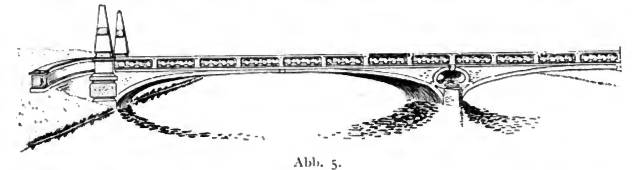


Abb. 5.

vom Steinmetz sorgfältig bearbeitet wurde. Da die Geländerbrüstungen ebenfalls in Beton hergestellt sind, gibt dieses Beispiel einen schönen Beweis dafür ab, daß der Beton auch künstlerischen Zwecken dienstbar gemacht werden kann. Bei jedem Pfeiler sind erkerartige Vorsprünge angebracht, welche die ganze Sichtfläche beleben und — bei Eisenbahnbrücken — Zufluchtsorte für die Streckenarbeiter bilden. Natürlich eignet sich gerade für derartige Auskragungen der Eisenbeton in vorzüglichster Weise (vergl. S. 23).

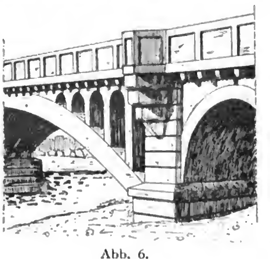


Abb. 6.

Die Ausführung der armierten Wölbbrücken, insbesondere der konstruktive Zusammenhang zwischen Gewölbe und Fahrbahn, kann eine recht verschiedene sein. Nach den Abb. 7 bis 9 ruhen auf den Seiten des armierten Gewölbes Stirnwände, die aus Bruchstein- oder Ziegelmauerwerk, aus armiertem oder nichtarmiertem Beton bestehen können. Zwischen diesen Stirnwänden befindet sich die übliche Kiesausfüllung. Darüber die eigentliche Fahrbahn. Nach den Kämpfern hin müssen die Stirnen, der zunehmenden Füllungsmasse entsprechend, kräftiger ausgeführt werden (vergl. Abb. 127, S. 31).

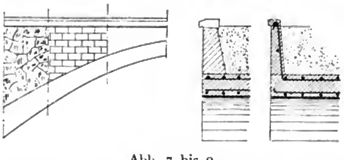


Abb. 7 bis 9.

[1]) Eine genaue Beschreibung dieser Brücke findet sich in der Deutschen Bauztg. 1907, Zementbeilage Nr. 18 und 19.

Bei größerer Spannweite und zunehmender Brückenbreite wird die tote Last recht beträchtlich. Man kann dann gemäß Abb. 10 und 11 Querwände anordnen, welche sich auf das Gewölbe stützen und oben vermittels sogenannter Entlastungsbogen die Fahrbahn tragen. Läßt man Unterkante Fahrbahndecke mit dem Scheitel der Gewölbeleibung zusammenfallen, so hat man den Vorteil eines rascheren Fortarbeitens. Man kann nach Herstellung der Bogenschalung die Fahrbahnplatte monolithisch mit den Pfeilern aufstampfen, ohne auf eine Betonierung der Gewölbe besonders Rücksicht nehmen zu müssen. Die Wirkung der Gewölbe

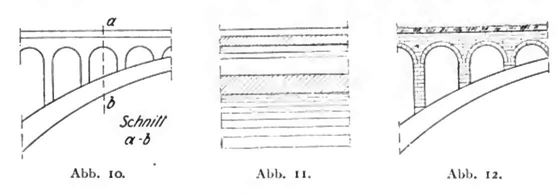


Abb. 10. Abb. 11. Abb. 12.

als solche kommt einfach in der Fahrbahnplatte selbst zum Ausdruck[1]). Bei größeren Lichtweiten der Sparöffnungen kann auch eine Plattenbalken- bezw. Plattenkonstruktion für die Brückenbahn verwandt werden. Die Wände selbst können aus Mauerwerk (Abb 12), aus Stampfbeton oder — zur Erzielung einer Materialersparnis — aus armiertem Beton bestehen. Sie können voll, aber auch gemäß Abb. 13 u. 14 ausgespart sein. Jede Verminderung der toten Last hat natürlich günstigen Einfluß auf die Abmessungen der Widerlagskörper einerseits und die Maximalbeanspruchungen des Baugrundes anderseits.

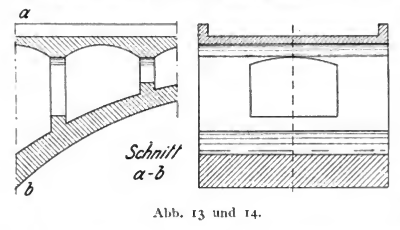


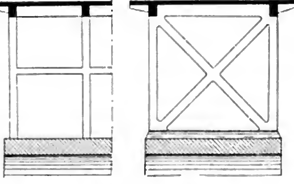
Abb. 13 und 14.

Schließlich gibt eine Auflösung der Wände in Ständerreihen (Abb. 15 und 16) eine in wirtschaftlicher Hinsicht noch zweckdienlichere Lösung. Die Fahrbahn wird von einer

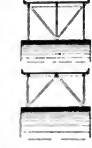
Abb. 15 und 16.

[1]) In dieser Weise ist u. a. die Fahrbahn der Moselbrücke in Sauvage bei Metz hergestellt worden.

gewöhnlichen Plattenbalkenkonstruktion getragen, deren Hauptrippen parallel und deren Nebenrippen senkrecht zur Brückenachse verlaufen. Nach den Kämpfern hin vergrößert sich die Knicklänge der Stützen, weshalb es vorteilhaft ist, daselbst Querriegel gemäß Abb. 17 anzuordnen. Auch empfehlen sich zwecks Versteifung gegen seitlichen Winddruck Diagonalverstrebungen nach Abb. 18. Bei größerer Fahrbahnbreite könnten fachwerkartige Verstrebungen in Frage kommen, wie solche in Abb. 19 und 20 angedeutet sind. — Jede Auflösung der Wände in Ständerreihen hat nicht allein eine Verminderung des Brückengewichtes, also eine Ersparnis an Betonmasse zur Folge; sie verleiht auch der Gesamtkonstruktion ein leichteres, gefälligeres Aussehen.


Abb. 17 und 18.

Wirtschaftliche Vorteile sind allerdings kaum zu erwarten, zumal dann, wenn Quer- oder Diagonalverstrebungen vorgesehen werden. Die genannten Vorteile kann man schließlich durch Verlängerung der Bauzeit und durch Mehraufwand an Rüstholz reichlich aufheben. Eine durchgehende Wand ist eben schneller und einfacher einzuschalen und auszustampfen.


Abb. 19 und 20.

Nach Abb. 21 und 22 sind statt der Querwände Längswände angeordnet, die gemeinschaftlich die Fahrbahntafel tragen. Da Gewölbe seitlichen Schub ausüben, eine Auskragung für Fußsteige also kaum gestatten, empfiehlt sich für die Brückenbahn in erster Linie eine Rippenkonstruktion gemäß Abb. 24. In der Gesamtform ähnelt eine derartige Brückenanlage, insbesondere dann, wenn nur zwei Längswände vorhanden sind, einem länglichen Kasten, dessen Boden durch das Gewölbe und dessen Deckel durch die Fahrtafel gebildet wird.

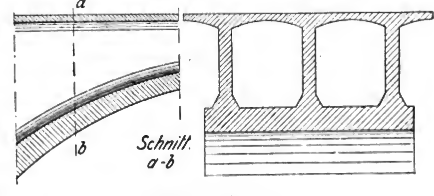


Abb. 21 und 22.

Eine Ausfüllung der Hohlräume ist nicht nötig. Die Wände können auch — zur Erzielung einer besseren ästhetischen Wirkung — in zweckentsprechender Weise ausgespart werden. Man kann gegebenenfalls Flügelmauern und Böschungskegel dadurch entbehrlich machen, daß man

die Längswände mitsamt der Brückenbahn über die Widerlager hinaus so weit verlängert, bis sie mit Terrainhöhe abschneiden.

Nach den Abb. 23 und 24 ist das Gewölbe, um an Material zu sparen, in zwei voneinander getrennte Streifen zerlegt. Nur die Fahrbahnplatte ist in voller Breite durchgeführt. Die beiden Tragebogen erhalten ein gemeinsames Fundament. Der Hauptvorteil einer derartigen Gewölbeteilung ist nicht nur in der Materialersparnis, sondern auch in der Vereinfachung der Schalrüstung zu suchen. Man kann nämlich die Teilgewölbe nacheinander, unter Verwendung ein und desselben Lehrgerüstes herstellen.

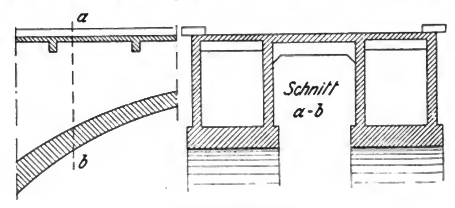


Abb. 23 und 24.

Statt des im Querschnitt rechteckigen Gewölbes ist nach den Abb. 25 und 26 eine gewölbte Rippenplatte genommen worden. Konstruktionen nach Abb. 13 bis 20 haben den Nachteil einer ungleichmäßigen Druckübertragung auf das Gewölbe, welcher Umstand nicht ohne Einfluß auf die Regelmäßigkeit und Beanspruchung der Einlagen ist. Beispielsweise wird nach Abb. 20 das Gewölbe nur seitlich belastet, die Mitte dagegen vollkommen entlastet, so daß die Armierung der Gewölberänder besonders kräftig ausfallen muß, die Gewölbemitte dagegen dünner gemacht werden könnte. Eine solche Beachtung statischer Verhältnisse führt dann zur Wahl eines gewölbten Plattenbalkens. Die Ständerreihen finden ihre Auflagerung auf den Rippen, die in entsprechender Weise zu armieren sind. Je nach Wahl der Bogenform kann es vorteilhafter sein, die Platte nach oben, oder gemäß Abb. 27 und 28 nach unten zu legen.

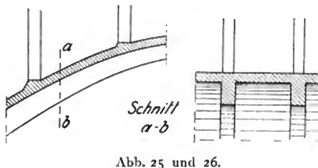


Abb. 25 und 26.

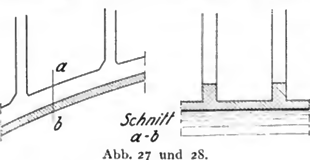


Abb. 27 und 28.

Man ist in dieser Beziehung von der Lage der Drucklinie zur Gewölbemittellinie abhängig: Je größer die Exzentrizität, um so höher die Druckspannung der Außenfaser. Die Platte soll nun den Druckquerschnitt vergrößern helfen.

Die nächste Folge der Wahl der Plattenbalkenkonstruktion ist die Zerlegung des Gewölbes in zwei oder mehrere voneinander getrennte Bogen, auf welche die Last der Fahrbahn durch einzelne Pfeiler übertragen wird (Abb. 29 und 30). Zur Verhütung eines seitlichen Ausbiegens

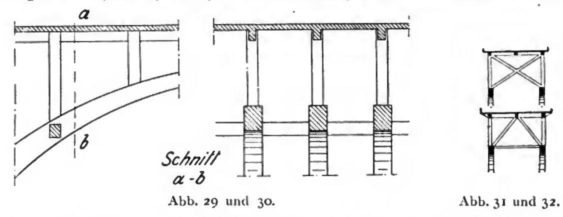


Abb. 29 und 30. Abb. 31 und 32.

der Bogen dienen Querbalken, wie es genannte Abbildungen zeigen. Diagonalversteifungen sind aus den Abb. 31 und 32 ersichtlich, erfordern jedoch beträchtliche Mehrkosten an Rüstmaterial. Man kann schließlich auch eine durchgehend gewölbte Platte — von geringerer Stärke, wie in Abb. 28 gezeigt — für die Aussteifung der Bogen verwenden, die dann nur konstruktiven, aber keinen statischen Zwecken entspricht (vergl. auch Abb. 35 und 36).

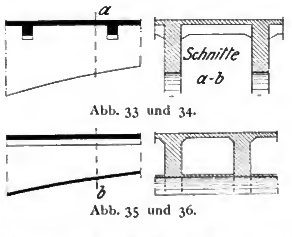


Abb. 33 und 34.

Abb. 35 und 36.

Die Abb. 33 bis 36 zeigen Grundformen Hennebiquescher Bauart, also Tragrippen (Gurtbogen) mit oben liegender ebener Brückenbahn. Zwecks Ermöglichung größerer Rippenentfernungen sind zumeist Quer- und Nebenträger vorgesehen. Eine glatte Brückenuntersicht kann man gemäß Abb. 35 und 36 erreichen.

Bei flachen Bogen ist eine Grundform nach Abb. 37 und 38 zur Anwendung gekommen. Man hat es hier mit dem Prinzip eines umgekehrten Plattenbalkens zu tun (vergl. auch Abb. 27 und 28). Die Unterkante der Gewölbeleibung liegt über der Drucklinie, weshalb oben Zug und unten ver-

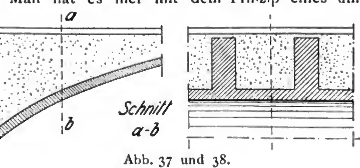


Abb. 37 und 38.

mehrter Druck vorhanden ist, und zwar infolge negativer Momente, die vom Kämpfer aus nach dem Scheitel zu abnehmen. Die Fahrbahn der Konstruktion ruht auf der Ausfüllung der Rippenzwischenräume.

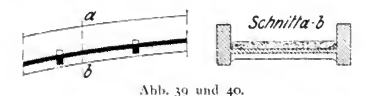
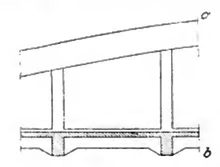


Abb. 39 und 40.

Sind nur zwei Hauptrippen erforderlich, so kann die Fahrbahn gemäß Abb. 39 und 40 versenkt angeordnet werden. Die nötige Versteifung beider Rippen erfolgt durch Querträger, welche die Last der Brückenbahn aufzunehmen haben[1]).



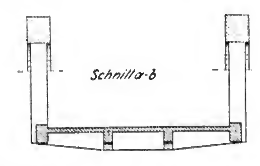
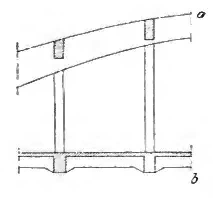


Abb. 41 und 42.

Ist die Konstruktionshöhe beschränkt und soll aus Gründen der Ästhetik auf Bogenträger mit versenkter Fahrbahn verzichtet werden, so kann die Konstruktion der Brücke derartig erfolgen, daß man das Fahrbahngerippe durch Hängesäulen an zwei beiderseits angeordneten Bogenträgern befestigt. Die Brücke erlangt auf diese Weise ein fachwerkartiges Aussehen. Wird der ganze Horizontalschub durch die Fahrbahnplatte bezw. durch besonders kräftige Rippenarmierung derselben aufgenommen, so ist dieses Brückensystem immer dort von besonderem Wert, wo kein Gewölbe gewöhnlicher Art möglich ist, wo also entweder der Baugrund für die Widerlager unsicher ist, oder tief liegende Kämpfer



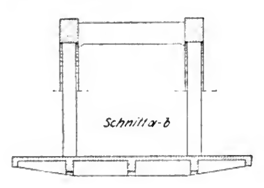


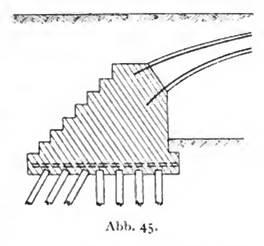
Abb. 43 und 44.

[1]) Vergl. hierzu die Grundformen einfacher Balkenbrücken mit unten liegender Fahrbahn, Kersten, „Brücken in Eisenbeton", Teil I, S. 82.

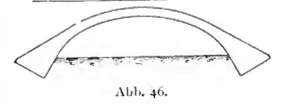
zu sehr vom Hochwasser bedroht werden. Bei großer Pfeilhöhe machen sich Verstrebungen der Bogen gemäß Abb. 43 und 44 nötig.

Bei der Herstellung der Widerlager armierter Betonbogenbrücken, insbesondere der eingespannten Bogen, ist mit besonderer Gewissenhaftigkeit vorzugehen, da Geländesenkungen noch so geringer Art von schädlichstem Einfluß auf die Konstruktion sein können. Die Kosten für die Herstellung der Widerlager sind oftmals ausschlaggebend dafür, ob bei bestimmter Spannweite eine Balken- oder eine Bogenbrücke zu nehmen ist. Im übrigen sind ähnliche Gesichtspunkte maßgebend wie bei den Steinbrücken. Jedes Gleiten des Widerlagers muß ausgeschlossen sein. Die Gründung muß tief genug erfolgen, damit kein Unterwaschen stattfinden kann. Alle Abmessungen sind in erster Linie von der Größe des Horizontalschubes abhängig. Liegt die Gründungssohle zu hoch, so ist das Gesamtgewicht des Widerlagskörpers einschließlich Auflast, also das Widerstandsvermögen desselben gegen Seitenschub, zu gering, was eine beträchtliche Senkung des Gewölbescheitels zur Folge haben kann.

Die Widerlager eingespannter Bogen haben die Aufgabe, dem Biegungsmoment der letzteren ein genügend großes Gegenmoment zu bieten. In der Regel genügt ein kräftiger Beton- oder Mauerwerksblock, auf den das Gewölbe mit verbreitertem Fuße aufgesetzt ist (vergl. die Abb. 97 bis 100). Die Lagerfläche ist zumeist der Richtung der Kräfteresultierenden entsprechend geneigt, die Hinterfläche in Rücksicht auf den Horizontalschub senkrecht angeordnet. Das in Abb. 45 dargestellte Widerlager zeigt eine Verstärkung der Sohle durch Eiseneinlagen. Sind Pfähle notwendig, so nehme man, wenn der Kostenpunkt keine allzu große Rolle spielt, solche aus armiertem Beton. Es lassen sich dann die Eisenstäbe in zweckdienlicher Weise mit den sonstigen Einlagen des Widerlagskörpers oder den bis unten hin geführten Bogenarmierungen verbinden (vergl. Abb. 82). Die Pfähle werden in der Regel senkrecht eingerammt; nur die äußeren rammt man vorteilhafter, dem Verlauf der Drucklinie entsprechend, geneigt. Abtreppungen an der Hinterseite des Widerlagers, wie solche die Abb. 45 zeigt, dürften sich weniger empfehlen, weil sie die Wasserabführung erschweren und zu Rissebildungen Veranlassung geben können.


Abb. 45.

Bei Überführungen von Wegen und Eisenbahneinschnitten in felsigem Terrain genügen sogenannte verlorene Widerlager, die nichts anderes darstellen, als eine Verbreiterung des Gewölbes zu einer rechtwinklig zur Drucklinie ge-


Abb. 46.

richteten Aufstützfläche (Abb. 46). Nach Abb. 47 schließen sich an den Hauptbogen beiderseits kleinere Bogen, durch welche die Bürgersteige

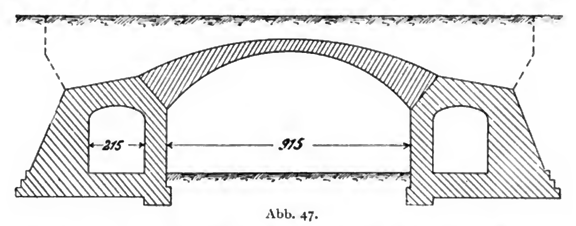


Abb. 47.

geführt sind. Man hat es hier also mit einer Gewölbekonstruktion mit torartig durchbrochenen Widerlagern zu tun (vergl. hierzu Zement und Beton 1907, Nr. 2, S. 24).

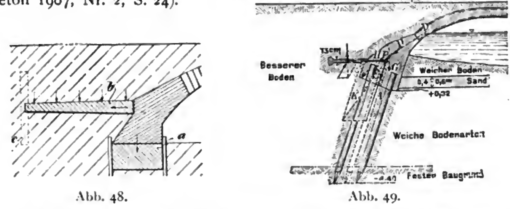


Abb. 48. Abb. 49.

Aus Abb. 48 u. 49 ist die Konstruktion eines zweiteiligen Widerlagers, System Möller, ersichtlich. Ein lediglich zur Aufnahme der wagerechten Seitenkraft des Kämpferdruckes und zu deren Abgabe an das Erdreich durch Reibung dienender plattenförmiger Mauerwerkskörper *b* von vorwiegend wagerechter Erstreckung ist etwa in der Höhe des Kämpfers ohne besondere Gründung angeordnet, während das Widerlager *a* hauptsächlich zur Aufnahme der senkrechten Kräfte dient. Bei sehr bedeutendem Horizontalschub kann noch eine Platte *c* angeordnet

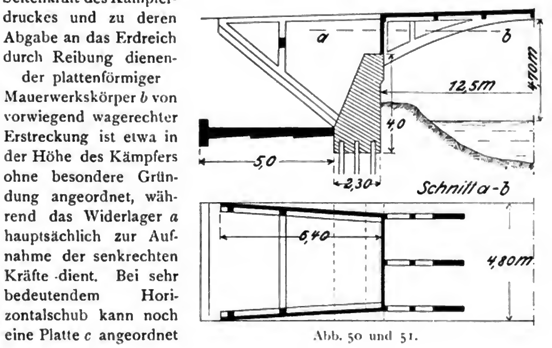


Abb. 50 und 51.

werden. Der wirtschaftliche Vorteil der Möllerschen Widerlager liegt also in einer Verminderung der Materialmassen, dementsprechend auch in einer Verminderung der Gründungskosten. — Ein Ausführungsbeispiel des Möllerschen Widerlagers ist in den Abb. 50 und 51 dargestellt. Die senkrechten Kräfte werden durch Grobbetonpfeiler auf drei Holzpfahlreihen übertragen. Die Platte ist ohne feste Verbindung mit dem Grobbeton, kann sich also ungehindert senken, ohne die Sicherheit der Konstruktion im geringsten zu gefährden[1]).

Die Anordnung eines Widerlagers für Gewölbe mit Sparöffnungen zeigt Abb. 52. Die Stützmauer der Brückenbahn ruht auf dem Widerlagskörper des Gewölbes.

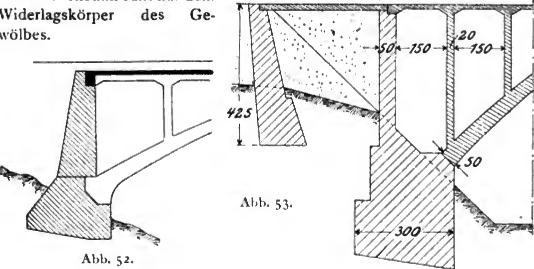


Abb. 52.

Abb. 53.

Abb. 53 zeigt die Anordnung des Widerlagers einer Fußwegüberführung, ausgeführt von der Firma Wayß u. Freytag. Die Spannweite des Bogens beträgt 15,5 m. Der Anschluß der Brücke an die Böschungen wird durch einen mit Betonmauerwerk allseitig umschlossenen Hohlraum bewirkt, der durch eine Eisenbetonplatte abgedeckt ist. Eine derartige Anordnung empfiehlt sich dann, wenn die Mauern infolge tiefer Fundierung sehr hoch, durch starken Erddruck also besonders gefährdet sind. Bei großen Abmessungen kann die armierte Decke durch Rippen verstärkt und durch Säulen gestützt werden[2]).

Armierte Widerlagskörper in Form von Winkelstützmauern haben die besonderen Vorzüge geringer Fundierungstiefe und größter wirtschaftlicher Ausnutzung des Baustoffes. Ein Beispiel ist aus Abb. 54 ersichtlich. Der Fuß ist besonders breit ausgebildet, damit das Eigengewicht der darauf

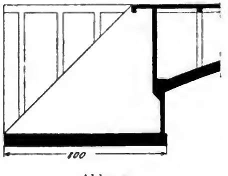


Abb. 54.

[1]) Über nähere Montageangaben vergl. Beton u. Eisen 1907, I, S. 7.

[2]) Eine derartige Ausführung zeigt auch die Betoneisenbrücke Chauderon-Montbenon in Lausanne, System Melan.

wirkenden Erdmasse zum Ausgleich des Horizontalschubes der Hinterfüllung in bedeutendem Maße mit herangezogen werden kann. Die Rippen müssen in genügender Anzahl und — bei Hennebiqueschen Systemen — in der Verlängerung der Tragbogen angeordnet sein, damit die Bogenarmierungen bis zur Fundamentplatte geführt werden können. Die Schubkräfte werden durch die Rippen auf die Gründungssohle übertragen. Die Stirnmauer ist verhältnismäßig dünn. Die Flügelmauern sind durch Verstrebungen gestützt.

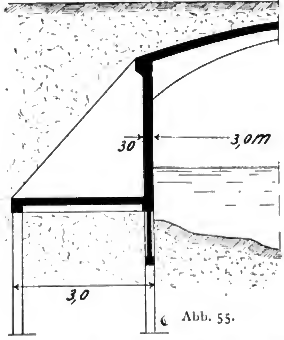


Abb. 55.

Aus Abb. 55 ist die Konstruktion eines auf Pfahlgründung gesetzten, für einen Rippenbogen bestimmten Widerlagers ersichtlich.

Die Abb. 56 bis 58 zeigen die Widerlagerkonstruktion einer in Manila errichteten Eisenbetonbogenbrücke von 13,80 m Spannweite. Infolge schlechter Bodenverhältnisse

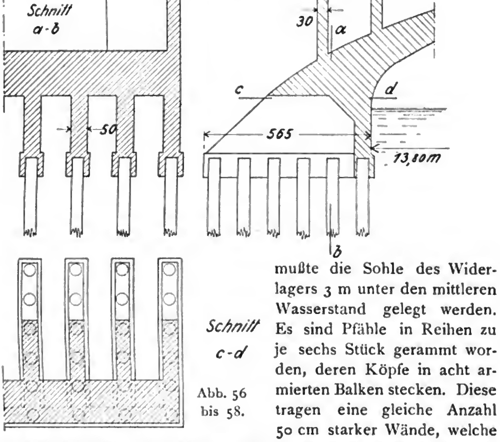


Abb. 56 bis 58.

mußte die Sohle des Widerlagers 3 m unter den mittleren Wasserstand gelegt werden. Es sind Pfähle in Reihen zu je sechs Stück gerammt worden, deren Köpfe in acht armierten Balken stecken. Diese tragen eine gleiche Anzahl 50 cm starker Wände, welche die Stirnmauer abstützen und den Gewölbedruck vermittels einer kräftigen Eisenbetonplatte auf die Pfahlgründung übertragen.

Die in Abb. 59 in Ansicht wie im Längenschnitt veranschaulichte Fußgängerbrücke am Bahnhof von Bari weist Widerlager mit Stufenanordnung auf. Man besteigt den Steg vermittels zweier Treppen mit Absätzen von 3 m lichter Breite. An den Kämpfern und Scheiteln der Gewölbe sind Köpckesche Gelenke aus Zementbetonblöcken angebracht. Die Widerlager der Brücke, also die Zugangstreppen, sind nicht massiv konstruiert worden, sondern mit übereinander gelegten kleinen Bogen aus Gußbeton. Die Außenwände sind aus Mauerwerk und mit Blöcken und Bossenwerk aus Haustein überzogen[1]). Über Konstruktion der Pfeiler vergl. Abb. 73.

Abb. 59.

Abb. 62.

Abb. 60 und 61.

Der Anschluß der Brücke an das natürliche Gelände erfolgt wie bei den anderen Bauarten durch Parallel- oder Winkelflügel. Nach Abb. 60 und 61 bilden die in Eisenbeton hergestellten Flügelmauern die Fortsetzung der Stirnwände. Soll gemauert werden, so gibt man den Flügeln treppenförmige Absätze zwecks Ersparnis an Steinmaterial (vergl. Abb. 108). Sind bedeutende Böschungshöhen vorhanden, so empfehlen sich Verstärkungen durch außen angeordnete Strebepfeiler oder auch Verstrebungen beider Flügelmauern durch Balken

[1]) Vergl. Beton u. Eisen 1906, S. 214.

oder durch Platten. Abb. 62 zeigt eine Anordnung letzterer Art, wie solche von der Act.-Ges. für Beton- und Monierbau in ganz ähnlicher Weise ausgeführt wurde. Ebene, 60 cm starke Platten steifen die beiden 1 m starken Parallelflügel aus und machen sie widerstandsfähig gegen den Druck der Erdkegel. Die Platten sind durch starke Einlagen armiert, deren Enden in den Betonkörper der Flügelmauern hakenförmig eingreifen. Eine derartige Plattenversteifung empfiehlt sich alleidings nur bei großen Pfeilhöhen, also geringem Horizontalschub.

Eine Versteifung der Flügelmauern durch Quer- und Längswände ist aus Abb. 63 u. 64 ersichtlich. Es ist eine amerikanische Ausführung

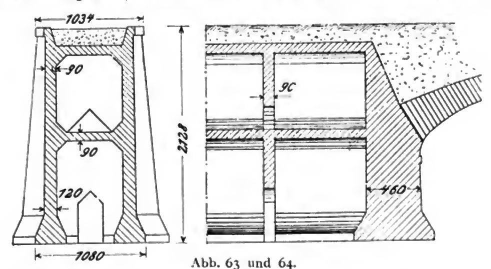


Abb. 63 und 64.

für 25 m Spannweite. Die Armierung aller Plattenstücke erfolgt überall da, wo Zugspannungen vorhanden sind, und zwar durch rechtwinklig sich kreuzende Einlagen. In den Querwänden und Konsolflächen sind außerdem noch Diagonaleisen vorgesehen. Die Widerlagerkonstruktion ruht auf Holzpfählen, die in den Kiesboden eingetrieben sind.

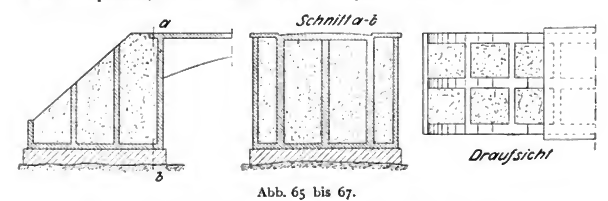


Abb. 65 bis 67.

Bei der Grünwalder Isarbrücke (vergl. Abschnitt V) wurden die Flügel- sowie die Stirnmauern zellenartig ausgespart, um bei den gewaltigen Dimensionen an Beton zu sparen. Zur Erzielung des nötigen Mauergewichtes wurden die Aussparungen mit Erde verfüllt.

Die kastenförmige Ausbildung eines Widerlagers durch Quer- und Längswände zeigen die Abb. 65 bis 67. Die Hohlräume sind mit Hinterfüllungsmaterial ausgefüllt.

Die in den Abb. 68 bis 71 dargestellte Widerlagerkonstruktion für eine Bogenbrücke mit Zugband (vergl. die Grundform in Abb. 41 und 42) ist eine Ausführung der Firma Ed. Züblin, Straßburg. Um für die am Auflager wirkenden bedeutenden Schubkräfte genügenden Querschnitt zu erhalten, wurden die Kämpfer der Bogen unter Fahrbahnhöhe gesetzt, so daß auch die Brücke ein gefälligeres und leichteres Aussehen erhielt. Zwei mit kräftigem Fuß versehene Parallelflügel tragen an der Vorderseite eine beiderseits armierte Stirnwand von 30 cm, unten 50 cm Stärke.

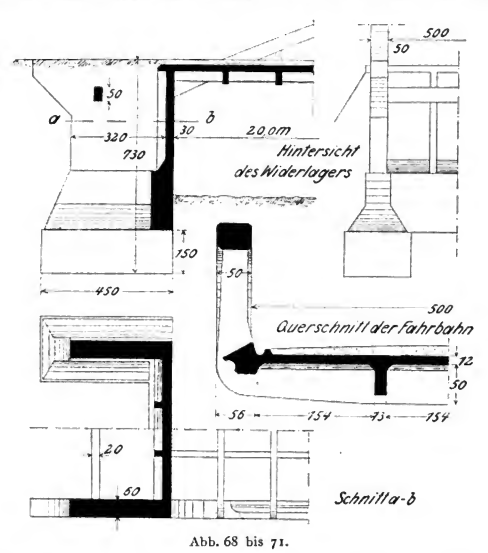


Abb. 68 bis 71.

Die Herabminderung des Drehmomentes infolge Verkleinerung des Horizontalschubes durch die Zugbänder machte verhältnismäßig schwache Abmessungen möglich. Beide Flügelmauern sind durch einen im Querschnitt rechteckigen Balken gegenseitig versteift worden. Entsprechend den zu beiden Seiten der Fahrbahn gelegenen Bogenträgern wurden die zur teilweisen Aufnahme des Horizontalschubes dienenden Eiseneinlagen in den Randleisten der Fahrbahn angeordnet und in dem oberen Teile der Flügelmauern fest verankert[1]). — Liegen bei derartigen Brücken-

[1]) Über genauere Angaben der Armierung vergl. Deutsche Bauzeitung 1905, Zementbeilage, Nr. 17.

systemen Kämpfer und Fahrbahn in einer Höhe und wird nicht nur ein Teil, sondern der gesamte Horizontalschub von den Einlagen der Brückenbahn aufgenommen, so kann man auch Kipplager vorsehen. Man vermeidet auf diese Weise alle Nebenspannungen und sichert eine dauernde Beweglichkeit der Konstruktion.

Zum Schluß sei an dieser Stelle auf Abb. 148 hingewiesen, nach welcher der Horizontalschub durch Einlagen aufgenommen wird, die sich in einer besonders betonierten Sohlplatte befinden.

Weiterhin vergl. die Abb. 140 bis 142 und 169, 170[1])

Die Herstellung der Pfeiler für armierte Bogenbrücken erfolgt nach gleichen Grundsätzen wie für Brücken anderer Bauart; nur ist zu bedenken, daß beim Vorhandensein eingespannter Bogen Zugspannungen durchaus nicht unmöglich sind. Es werden sich also — insbesondere bei schlanken Konstruktionen — Eiseneinlagen auch im Pfeilerkörper als zweckmäßig erweisen.

Bei Strombrücken werden die Pfeiler durchweg massiv hergestellt, um gegen Stoßwirkungen widerstandsfähig genug zu sein. Nach Abb. 72 sind die beiden anstoßenden Gewölbe fest miteinander verspannt. Da sie in keinem Zusammenhang mit dem Pfeilerkörper stehen, muß der

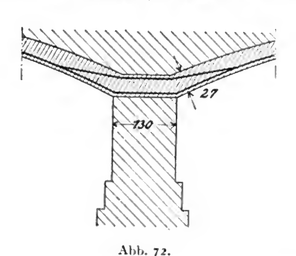


Abb. 72.

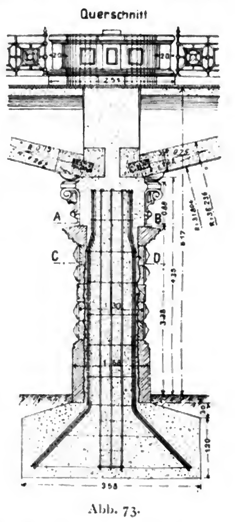


Abb. 73.

gesamte Horizontalschub auf die Landwiderlager übertragen werden.

Die Pfeilerkonstruktion der in Abb. 59 in Ansicht wie im Längenschnitt dargestellten Fußgängerbrücke ist aus Abb. 73 ersichtlich. Die verhältnismäßig schlanke Ausführung läßt bei unsymmetrischer Belastung Zugspannungen erwarten. Es sind deshalb im Inneren des Pfeilers, und zwar an den Außenseiten, 25 mm starke Rundeisen in Abständen von

[1]) Über Widerlager eingespannter Tragkonstruktionen vergl. auch Handbuch für Eisenbetonbau, III. Band, S. 162.

20 cm eingelegt. Die Bekleidung des Pfeilers, Blöcke und Bossenwerk aus Haustein, ist im Beton verankert.

Bei einer Moselbrücke, in Bauweise Lolat ausgeführt, wurden Grün-

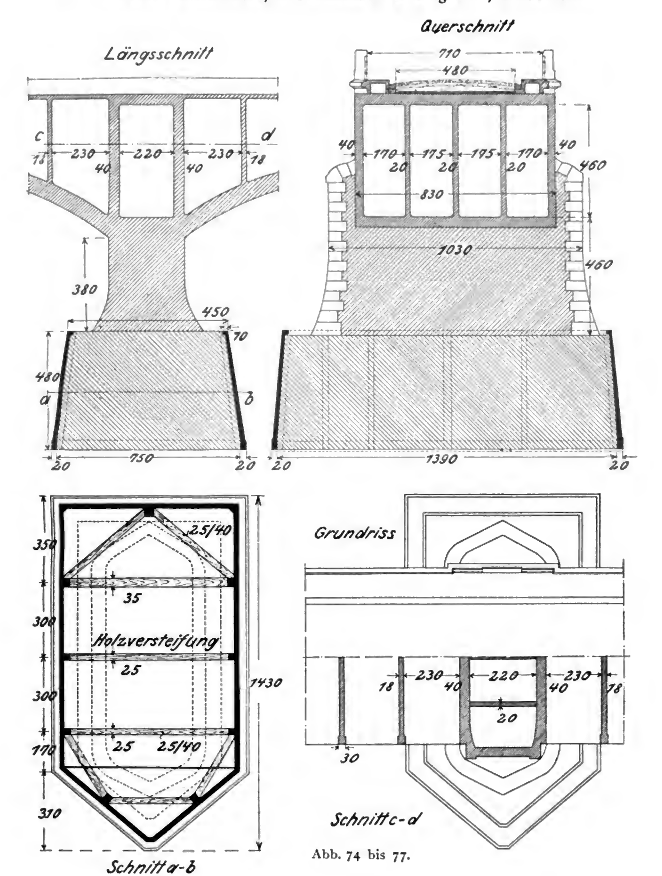


Abb. 74 bis 77.

dungskästen aus armiertem Beton mit Magerbetonfüllung angewandt. (Abb. 74 bis 77.) Der Mantel verbreitert sich nach unten hin und wird durch Rippen und Querbalken versteift. Die Pfeiler selbst haben zwecks Vergrößerung ihrer Standfestigkeit einen Anlauf erhalten[1]).

Die in den Abb. 78 und 79 dargestellte Pfeilerkonstruktion entspricht dem Widerlager in Abb. 65 bis 67. Auf einer gemeinschaftlichen Gründungsplatte sind senkrechte Rippen in Verlängerung der Tragbogen angeordnet, so daß die Armierungen der letzteren fest verspannt und die Schubkräfte und Belastungen auf den Boden übertragen werden können. Nach außen hin ist eine wetterfeste Verkleidung durch einen 10 bis 15 cm starken Eisenbetonmantel vorgenommen, der also keinen statischen Zweck erfüllt.

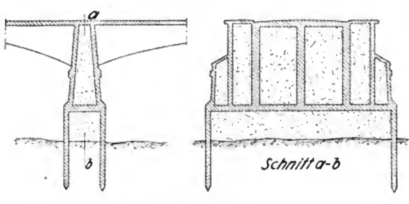
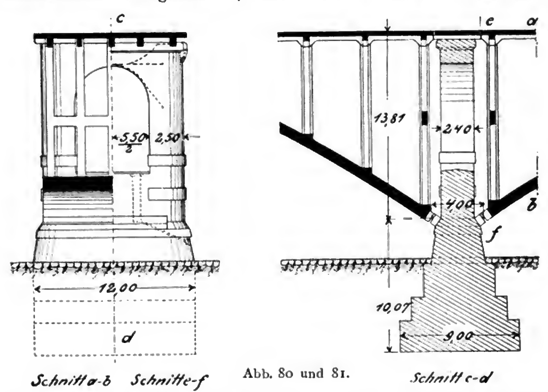


Abb. 78 und 79.



Schnitt a-b Schnitt e-f Abb. 80 und 81. Schnitt c-d

Die Hohlräume sind zur Erreichung des erforderlichen Gewichtes für die Standfestigkeit mit magerem Beton ausgefüllt[2]).

1) Vergl. hierzu die Senkkastengründung der Brücke über die Maas bei Rouillon, Handbuch für Eisenbetonbau, Band III, S. 95 und 96.

2) Ein besonders interessantes Beispiel dieser Art ist die Brücke über die Vienne in Châtellerault, Christophe, Der Eisenbeton, S. 202.

Die Abb. 80 und 81 zeigen die Pfeilerkonstruktion der in Abschnitt V in Ansicht wiedergegebenen Isarbrücke bei München. Die Pfeiler sind ausgespart, um an Material zu sparen. Zwecks Aufnahme des Fahrbahngewichtes war eine Armierung des oberen Abschlußbogens notwendig[1]).

Sind bei Strompfeilern Unterwaschungen zu befürchten, so empfiehlt sich eine Anschüttung mit schweren Steinen. Vorteilhaft ist auch eine Eisenbetonpfählung, insbesondere dann, wenn der feste Baugrund sehr

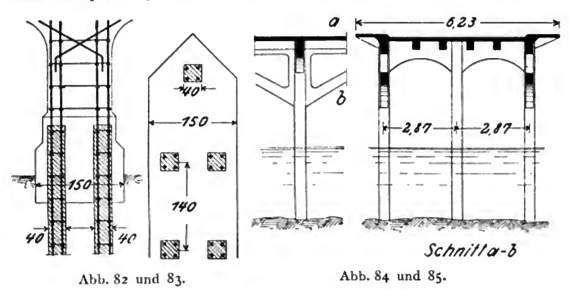


Abb. 82 und 83. Abb. 84 und 85.

tief liegt. Die Einlagen der einzelnen Pfähle sind gemäß Abb. 82 und 83 zweckmäßig in dem Betonkörper des Pfeilers zu verankern.

Nach Abb. 84 und 85 wird der Strompfeiler einer Hennebiquebrücke durch drei eisenarmierte Rammpfähle gebildet, die unter Zuhilfenahme eines Querbalkens mit dem Brückenoberbau fest verbunden sind. Da ein derartiges Pfahljoch nicht imstande ist, größere Kräfte in der Längsrichtung der Brücke zu übertragen, muß die Aufnahme des gesamten Horizontalschubes den Landwiderlagern zugemutet werden. Das gleiche gilt von dem in den Abb. 86 bis 88 dargestellten Pfahljoch. Acht kräftig eingerammte Eisenbetonpfähle tragen den Strompfeiler. In der Wasserlinie sind diese Pfähle durch einen wagerechten Balken miteinander verbunden, in welchen die Pfahlverlängerungen eingebaut sind. Auch hier muß der gesamte

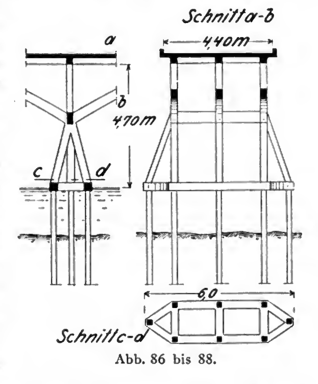


Abb. 86 bis 88.

[1]) Über die schwierige Gründung dieser Pfeilerkonstruktion vergl. Deutsche Bauzeitung 1904, Zementbeilage Nr. 12.

Horizontalschub den Landwiderlagern übertragen werden. Die Konstruktion derselben ist bereits erwähnt und in den Abb. 50 und 51 zur Darstellung gebracht worden.

Erwärmungen oder Abkühlungen armierter Gewölbe können eine Verlängerung bezw. eine Verkürzung derselben zur Folge haben, was sich in einem Erhöhen bezw. einem Senken des Scheitels äußern würde. Da bei elastischen, eingespannten Bogen starre und unbewegliche Widerlager

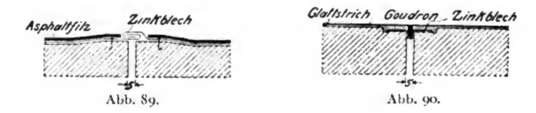
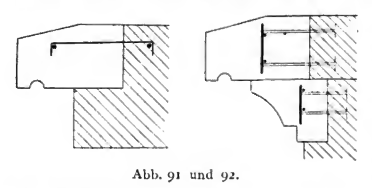


Abb. 89. Abb. 90.

notwendig sind, würden bei jeder Längenänderung des Gewölbes übermäßige Beanspruchungen oder gar Risse am Scheitel und an den Kämpfern zu befürchten sein. Das beste und einfachste Mittel zur Verhütung derartiger Erscheinungen ist die Anbringung von Ausdehnungsfugen, die natürlich nur dort vorgesehen werden können, wo sie in statischer Hinsicht der Konstruktion keinen Schaden zufügen. Zur Verhütung eines Ansammelns von Kies und hartem Gestein und zur Hinüberführung der Abwässer müssen die Fugen in genügendem Maße abgedeckt sein. Abb. 89 zeigt eine Dichtung aus Zinkblech, wie solche von der Act.-Ges. für Beton- und Monierbau bei einer Gelenkbrücke angewandt worden ist. Bei der Wallstraßenbrücke in Ulm erfolgte die Dichtung der Ausdehnungsfuge gemäß Abb. 90 durch Einlage eines starken Zinkbleches und durch nachträgliches Ausgießen mit Goudron[1]).

Befestigungen auskragender Betonquadern einfachster Art zeigen die Abb. 91 und 92. Bei der schon einmal erwähnten Melanbrücke Chauderon-Montbenon in Lausanne sind die Fußwege gemäß Abb. 93 mittels armierter und verankerter Platten 85 cm weit über die Gewölbe ausgekragt. Die Geländerbrüstung der Moselbrücke in Sauvage bei Metz (vergl. hierzu Abb. 6) machte eine Armierung der um 46 cm aus dem Hauptgewölbe herausgekragten Betonkonsolsteine erforderlich, da unter Festhaltung der Innenflucht des ursprünglich geplanten Eisengeländers der Schwerpunkt der an sich schon massigen Betonbrüstung nach außen rückte. Die in hölzernen Formen aufgestampften Konsol-


Abb. 91 und 92.

[1]) Weiterhin vergl. die Fugenabdeckung der Moselbrücke in Sauvage bei Metz, Deutsche Bauzeitung 1907, Zementbeilage Nr. 19.

steine wurden, wie aus Abb. 94 und 95 ersichtlich ist, mit je drei Rundeisen von 10 mm Stärke armiert, und zwar derart, daß zwei dieser Eisen nach oben herausstehen, um späterhin nach dem Versetzen der Konsolsteine in die Geländerbrüstung mit einbetoniert zu werden.

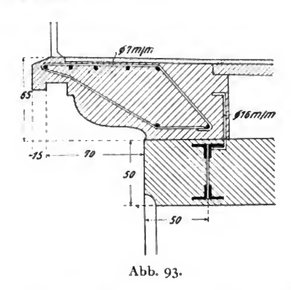


Abb. 93.

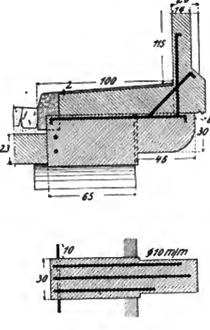


Abb. 94 und 95.

Sollen die Geländer ebenfalls aus armiertem Beton hergestellt werden, so empfiehlt es sich nicht, dieselben gleich mit der Bogenübermauerung einzustampfen, weil späterhin leicht Rissebildungen eintreten können. Man lasse Bogen und Übermauerung zunächst vollständig erhärten und beginne erst dann mit dem Aufsetzen des Geländers. Des öfteren hat man Brüstungen von Strombrücken auch so angeordnet, daß man sie bei eintretendem Hochwasser abnehmen kann, daß sie also den Fluten keinen Widerstand bieten können. — In den gewöhnlichen Fällen des Brückenbaues begnügt man sich jedoch mit den sonst üblichen Geländerkonstruktionen aus Kunststein, natürlichem Stein, Schmiede- und Gußeisen.

Besondere Sorgfalt ist auch auf gute und hinreichende Entwässerung zu geben, da andernfalls eine häßliche Verfärbung des Betons infolge des durchsickernden Wassers eintreten kann[1]).

II. Gewölbe mit schlaffen Einlagen.

(Bauweise Monier.)

Was zunächst die Gewölbeform anlangt, so ist in erster Linie dem Umstand Rechnung zu tragen, daß fast alle in Monierart hergestellten Brückengewölbe fest einzuspannen sind. Man vergrößere die Gewölbestärke vom Scheitel aus nach den Kämpfern hin derart, daß die Vertikal-

[1]) Über Entwässerungsanlagen vergl. u. a. Handbuch der Ingenieurwissenschaften, II. Teil, 1. Band, 1904, S. 227. — Heinzerling, Steinerne Brücken, 1900, S. 43. — Krüger, Brückenbau, 1905, S. 228.

projektion aller Radialfugen mindestens gleich der Scheitelstärke wird. Im allgemeinen ist es zu empfehlen, die Gewölbemittellinie mit Eigengewichtsstützlinie zusammenfallen zu lassen.

Bezeichnet l die Spannweite des Bogens (lichte Weite),
h den senkrechten Abstand zwischen Kämpfer- und Scheitelunterkante,

so kann man den Halbmesser der inneren Leibung durch folgende Beziehung ermitteln:

$$r = \frac{l^2}{8h} + \frac{h}{2}.$$

Das Stichverhältnis ist gewöhnlich 1 : 5 bis 1 : 10 und die Scheitelstärke $^1/_{100}$ bis $^1/_{160}$ der Spannweite. Derartig geringe Stärken sind beim Stampfbeton natürlich ausgeschlossen, weil dort keine Zugspannungen aufgenommen werden können. Die Wahl einer zweckmäßigen Gewölbeform ist namentlich bei großen Spannweiten von besonderer Wichtigkeit, wo es sich darum handelt, überall mit dem zulässigen Beanspruchungswert des Betons auszukommen. Bei richtiger Wahl sind Zugspannungen überhaupt ausgeschlossen, weil die Verkehrslast gegen das Eigengewicht in der Regel erheblich zurücktritt. Eiseneinlagen würden sich deshalb erübrigen, zumal die Druckspannungen wenig vom Eisen ausgenutzt werden können. Bei mittleren Weiten kann man sich schon größere Freiheiten erlauben und beim Vorhandensein einer für negative Momente genügenden Armierung sich schließlich sogar für Ellipsen- und Korbbogen entscheiden. Hier überwiegt der Einfluß der Verkehrslast, wenn auch das mit Stirnmauern versehene Gewölbe durchweg überschüttet ist[1])

Die Armierung der Gewölbe erfolgt in üblicher Weise durch Trag- und Verteilungsstäbe. Die ersteren sind gebogen und folgen den Begrenzungslinien des Gewölbes. Die Verteilungsstäbe dagegen sind gerade und liegen senkrecht zu den Tragstäben; sie sollen diesen beim Betonieren einen sicheren Halt geben und die Wirkung dynamischer Kräfte verteilen helfen. Die zweckmäßigste Anordnung der Einlagen im Gewölbequerschnitt ist von der Möglichkeit der Rissebildungen abhängig. Ein unbelastetes Gewölbe mit nachgebenden Widerlagern zeigt die Bruchfugen in der Leibung des Scheitels und im Rücken der Kämpfer. Das gleiche gilt vom vollbelasteten Gewölbe mit starren, unnachgiebigen Widerlagern, nur mit dem Unterschiede, daß hier die Bruchfugen im Rücken — je nach der Größe des Gewölbestiches — in gewisser Entfernung vom Kämpfer auftreten können. Bei einseitiger Belastung des Gewölbes werden sich Kämpferrisse im Rücken des belasteten und in der Leibung des unbelasteten Teiles zeigen. Die Lage der mittleren Bruchfugen ist wieder vom Stichverhältnis abhängig; jedenfalls liegen sie

[1]) Über genauere Angaben vergl. u. a. Tolkmitt, Leitfaden für das Entwerfen und die Berechnung gewölbter Brücken, II. Aufl., S. 69. — Handbuch der Ingenieurwissenschaften, II. Teil, 1. Band, Die Brücken im Allgemeinen usw., 4. Aufl., S. 165. — Beton-Kalender 1906, S. 162, 1908, II. Teil, S. 196.

in der belasteten Hälfte an der Leibung und in der unbelasteten Hälfte am Rücken.

Nur bei sehr geringen Spannweiten genügt ein Armierungsnetz in der Leibungszone. Die Kämpfer sind dann gemäß Abb. 96 und 97 genügend zu verstärken, um von vornherein Kämpferbruchfugen infolge Nachgiebigkeit der Widerlager vorzubeugen. Für einfache Fälle genügt es, einen Teil der Einlagen am Kämpfer nach oben zu führen (Abb. 96, 132 und 135).

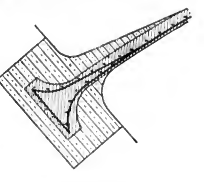


Abb. 96.

Für mittlere und größere Spannweiten macht sich eine Armierung sowohl in der Leibung, als auch in der Rückenzone nötig. Zum mindesten muß die obere Einlage vom Kämpfer bis zu $^1/_4$ der Spannweite reichen, entsprechend den Rissebildungen im Rücken bei symmetrischer und unsymmetrischer Belastung. Die oberen Einlagen geben in den gedrückten Teilen eine gewisse Festigkeitsergänzung; auch sind sie geeignet, die durch Sonnenbestrahlung erzeugten Zugspannungen im Rücken aufzunehmen. Bei kleineren Gewölben ist man nur durch eine solche Doppelarmierung in der Lage, die Druckfestigkeit des Betons voll auszunutzen[1]). Bei großen Spannweiten verliert die Doppelarmierung theoretisch an Bedeutung, da, wie schon einmal erwähnt, Zugspannungen durch eine richtig ermittelte Gewölbeform ausgeschlossen werden können. Eine ungenaue Ausführung des Lehrgerüstes oder eine ungleichmäßige Senkung desselben kann aber zur Folge haben, daß sich die kleinsten auftretenden Druckspannungen in Zugspannungen umwandeln, weshalb auch hier eine Doppelarmierung — aus rein praktischen Gründen — am Platze ist. Der Sicherheitsgrad wird dadurch in bedeutendem Maße erhöht. Die Armierung selbst erfolgt in der Regel symmetrisch zur Gewölbemittellinie.

Abb. 97 zeigt die Verankerung symmetrisch angeordneter Einlagen im Widerlager (Kerkerbachbrücke zu Heckholzhausen, eine Ausführung der Firma H. Krüger u. Lauermann, Frankfurt a. M.). Die Rundstäbe von 18 mm Durchmesser sind auf beiden Enden bis zu 1,5 m in den Widerlagskörper eingelassen und durch Umbiegen verankert. Ein zur Aufnahme des Gewölbes dienender Fundamentklotz mit hakenförmiger Aussparung ist im Mischungsverhältnis 1 : 4 : 6 gestampft, der Widerlagskörper im Verhältnis 1 : 3 : 3 (wie das Gewölbe). Zur Wasserabführung dient eine Aufstampfung 1 : 6 : 8.

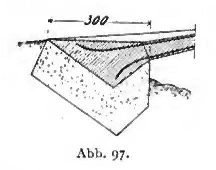


Abb. 97.

Zweckmäßige Verankerungen der Einlagen in den fußartig erweiterten Kämpfern zeigen auch die Abb. 98 u. 99.

[1]) Vergl. die doppelt armierten Platten, Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil I, 4. Aufl., S. 113.

Das Beispiel einer Armierung in Monierart, eine Ausführung der bekannten Act.-Ges. für Beton- und Monierbau, ist aus Abb. 100 und 101 ersichtlich (vergl. auch die statische Untersuchung auf S. 60). Die Brücke

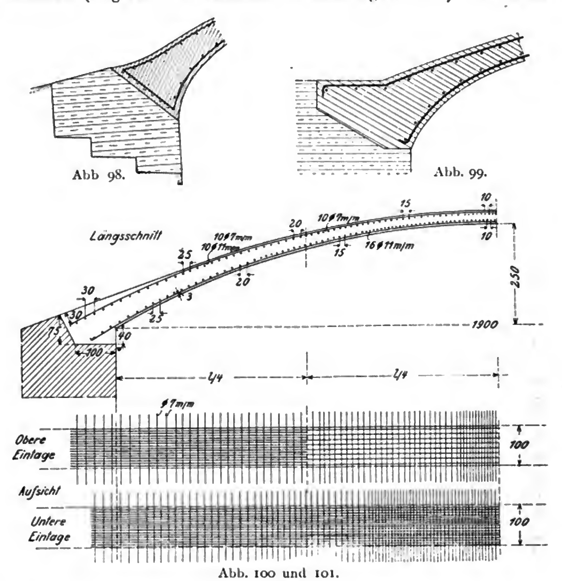


Abb. 100 und 101.

hat 19 m Spannweite und 2,50 m Pfeilhöhe. Die Armierung setzt sich folgendermaßen zusammen:

Tragstäbe, unten: 16 R.-E. 11 mm Durchmesser, ganz durchlaufend,
„ oben: 10 R.-E. 7 mm Durchmesser, ganz durchlaufend,
10 R.-E. 11 mm Durchmesser, auf $\frac{l}{4}$ Länge,
Verteilungsstäbe, oben und unten 7 mm Durchmesser, in angegebenen Abständen.

Die Schubspannungen spielen bei den Moniergewölben eine untergeordnete Rolle; jedenfalls hat man Längsrisse, welche auf das Vorhandensein von Schubkräften schließen lassen würden, nur selten beobachtet. Die Zerstörungen äußern sich in der Regel lediglich in einem Zermalmen der gedrückten Teile. Trotzdem ordnet man auch Drahtschlingen an (vergl. Abb. 102), welche vor allem bezwecken sollen, ein gegenseitiges Ausweichen der Armierungsnetze in den gedrückten Ge-

wölbeteilen zu verhindern (der gleiche Gesichtspunkt, wie bei den eisenarmierten Stützen). Solche Drahtverschlingungen sind allerdings weniger bei Gewölben als bei Einzelbogen am Platze. Die Abbiegung der Einlagen am Auflager einfach armierter Gewölbe (Abb. 96 und 132) empfiehlt sich auch in Rücksichtnahme auf die daselbst vorhandenen maximalen Schubkräfte.

Gewölbe mit Stirnmauern und dazwischen liegender Aufschüttung.

Die Stirnmauern sind stark genug auszuführen, um den Seitendruck der Hinterfüllung (kiesiges Material) aushalten zu können. Abb. 102 zeigt eine netzförmige Armierung der Stirnmauer. Nach Abb. 103 sind 40 cm starke Versteifungsrippen vorgesehen. Die Wände selbst sind gemäß Abb. 102 armiert, haben unmittelbar über dem Gewölbe eine Stärke von 30 cm und verjüngen

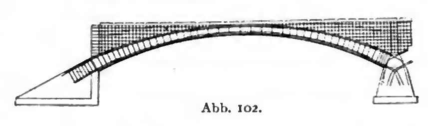


Abb. 102.

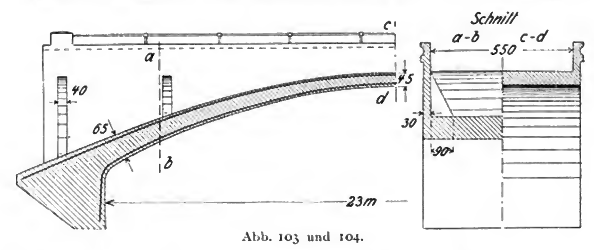


Abb. 103 und 104.

sich nach oben auf 22,5 cm. Die Rippen springen 90 cm nach innen vor und bilden eine recht zweckmäßige Schrägversteifung. Bemerkenswert ist auch an diesem Bauwerk (einer Brücke bei Pollasky in Kalifornien) der unmittelbare Zusammenhang der Brüstung mit der Stirnmauer. Die Brücke hat eine Gesamtlänge von 238 m. Während die sämtlichen Bogen und Pfeiler sowie die Landwiderlager eine zusammenhängende Masse bilden, sind die Stirnwände über jedem Pfeiler mit Ausdehnungsfugen versehen.

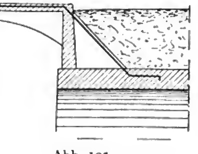


Abb. 105.

Abb. 105 zeigt die Möglichkeit einer Verbindung der Stirnwand mit einer durch Konsolen gestützten Fußwegplatte. Alle Konstruktionsteile sind wie üblich zu armieren. In der Abbildung ist nur die notwendige Verankerung angegeben.

Schnitt a-b

Schnitt c-d

Abb. 106 bis 108.

Ansicht

Längsschnitt

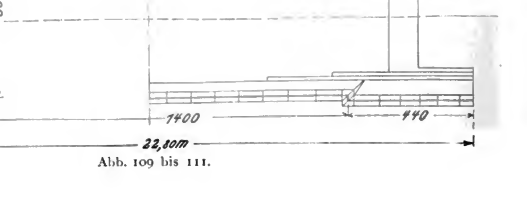


Abb. 109 bis 111.

Aus den Abb. 106 bis 108 ist die Stirnmaueranordnung und -armierung eines Eisenbetonviaduktes auf der Florida-Ostküsten-Eisenbahn ersichtlich.[1])

An ausgeführten Konstruktionsbeispielen seien zunächst zwei Monierbrücken der Firma Franz Schlüter-Dortmund in den Abb. 109 bis 116 und 117 bis 123 zur Darstellung gebracht. Das erste Beispiel, eine Wegunterführung bei Unna, zeigt ein Gewölbe von 14 m Spannweite, 5,50 m Fahrbahnbreite und 3,50 m Pfeilhöhe. Die Armierung des Gewölbes erfolgt durch zwei symmetrisch angeordnete Stabnetze, von denen jedoch das obere nur bis $\frac{l}{4}$ m Spannung verläuft. Die freiliegende Gewölbekante ist gemäß Abb. 114 durch ein Winkeleisen geschützt, welches sich der Bogenform infolge Ausklinkungen gut anpaßt und durch kreuzweise angeordnete Rundeisenanker im Betonkörper befestigt ist.

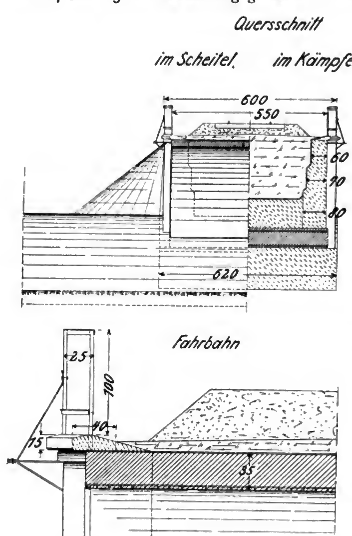


Abb. 112 und 113.

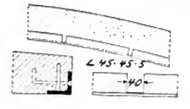


Abb. 114 bis 116.

Die Flügelmauern sind Parallelflügel und gleich den Stirnmauern mit Abdeckplatten versehen. Die Geländerstreben ragen in diese hinein, sind dort auch entsprechend verankert und ab und zu durch schräge Verstrebung gegen seitliches Ausbiegen gesichert.

In ganz ähnlicher Weise erfolgte die Ausführung der in den Abb. 117 bis 123 dargestellten Brückenanlage mit mehreren Öffnungen. Alle für das Verständnis der Anlage notwendigen Abmessungen sind in den Textfiguren enthalten.

Die Einführung des armierten Gewölbebaues in Deutschland ist in erster Linie der Berliner Actien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau zu verdanken, deren Direktor Koenen auch in theoretischer Hinsicht —

---

[1]) Näheres vergl. Engineering News 1905, S. 407.

durch Einführung eines noch jetzt üblichen Rechnungsverfahrens — führend voranging. Verschiedene Ausführungen dieser Firma sind aus den nun folgenden Abbildungen 124 bis 136 ersichtlich.

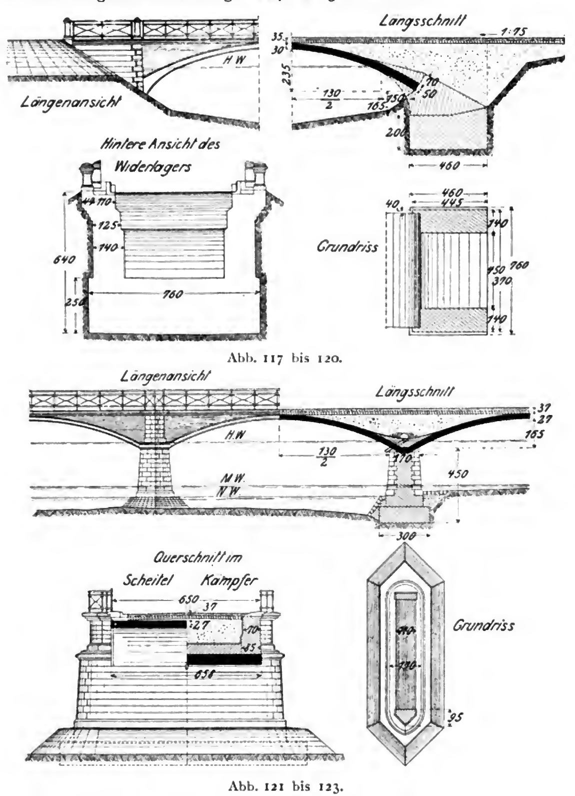


Abb. 117 bis 120.

Abb. 121 bis 123.

Zunächst ist in den Abb. 124 bis 127 Ansicht, Längs- und Querschnitt, sowie Grundriß der Wegüberführung in km 116,68 der Strecke Zossen—Elsterwerda auf Bahnhof Hohenleipisch dargestellt. Die Brücke wurde im Jahre 1907 erbaut, hat eine Bogenspannung von 31,60 m und

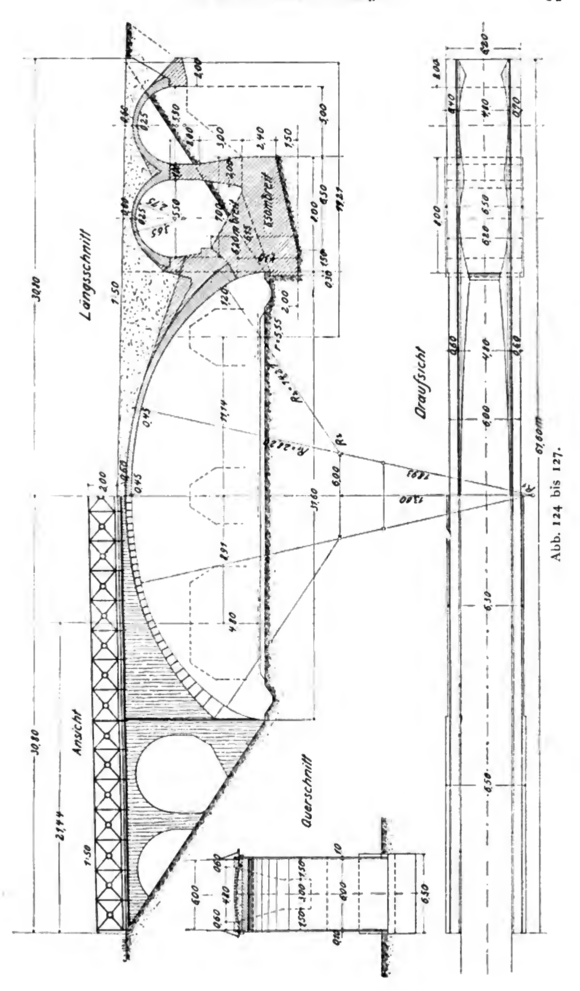


Abb. 124 bis 127.

einer Breite von 6 m. Gesamte Brückenlänge 61,60 m; Scheitelstärke 45 cm, Kämpferstärke 1,20 m. Bemerkenswert ist der mit Sparöffnungen und Entlastungsbogen versehene Widerlagskörper, welcher eine wesentliche Ersparnis an Flügel- und Stirnmauermaterial sowie an Überschüttung bezwecken soll.

Abb. 128 zeigt die Ansicht einer von der Kgl. Württembergischen Forstverwaltung im Jahre 1891 erbauten Straßenbrücke bei Ebhausen.



Abb. 128.

Die Spannweite dieser Brücke beträgt 20 m, die Pfeilhöhe 2,50 m und die Fahrbahnbreite 4,0 m. Die Herstellung des Fußwegbelages erfolgte durch Monierplatten auf Konsolen. Scheitelstärke 20 cm; Höhe der Fahrbahn über dem Scheitel 30 cm. Die Probebelastung vollzog sich mit Wagen von 8 t Gewicht.

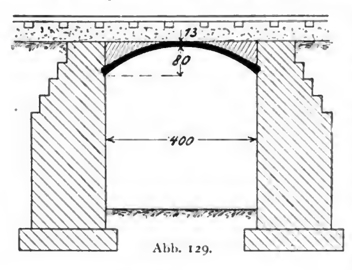


Abb. 129.

In demselben Jahre (1891) wurde von der Großh. Oldenburgischen Eisenbahndirektion die in Abb. 129 im Längsschnitt gezeigte Eisenbahnbrücke bei Jever erbaut. Die Probebelastung erfolgte hier durch eine Güterzugmaschine mit Kieswagen; bei dieser Belastung wurden keine wahrnehmbaren Formänderungen festgestellt.

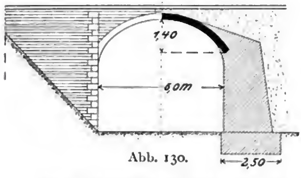


Abb. 130.

Die Abb. 134 und 135 zeigen Längsschnitt und Kämpferarmierung einer von der Stadt Dresden 1891 erbauten Straßenbrücke in Blasewitz.

Eine Fußwegüberführung bei Eilenstedt (Strecke Jerxheim—Nienhagen), 1891 von der Kgl. Eisenbahndirektion Magdeburg erbaut, ist in Abb. 136 dargestellt.

Ein sehr interessantes, im Konstruktionsprinzip der Abb. 124 entsprechendes Bauwerk ist die von der Firma Odorico ausgeführte Zufahrts-

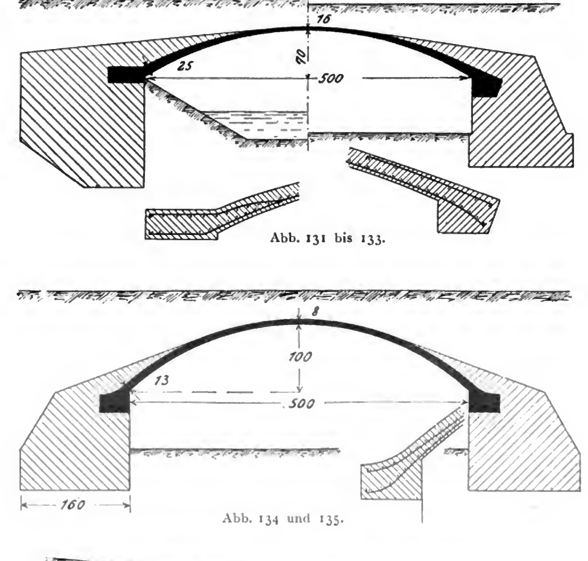


Abb. 131 bis 133.

Abb. 134 und 135.

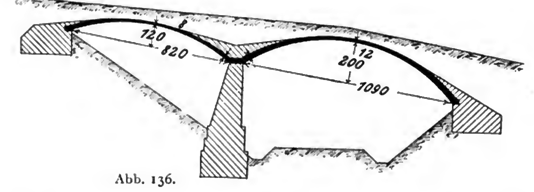


Abb. 136.

brücke zur Tagliamentobrücke (vergl. Abb. 272) in Norditalien. Abb. 137 bringt eine Ansicht derselben.

Abb. 138 zeigt eine Ausführung der Leipziger Firma Rud. Wolle vom Jahre 1902, eine Straßenüberführung bei Goettkendorf auf der Eisen-

bahnlinie Marienburg—Allenstein. Die Spannweite beträgt 18,50 m. Das Moniergewölbe stützt sich auf verlorene Widerlager; die Stirnwände sind aus Stampfbeton hergestellt.

Die durch Abb. 139 in Ansicht vorgeführte sogenannte Schafbrücke in Weidenau, einer Grenzstadt in Österr. Schlesien, hat eine lichte Weite von 32 m, einen Stich von 2,40 m und eine Fahrbahnbreite von 7 m. Das Moniergewölbe ist am Widerlager 46 cm, im Scheitel 36 cm stark. Die gesamte Konstruktionshöhe im Scheitel beträgt 65 cm. Die Armierung erfolgt durch ein doppeltes Netz von 10 R.-E. 16 mm-Tragstäben und 4 R.-E. 7 mm-Verteilungsstäben. Die für die Berechnung angesetzte



Abb. 137.

Belastung bestand in einem 12 t-Wagen beziehungsweise in 450 kg/m² Menschengedränge. Die Widerlager sind hohl, durch Rippen versteift und bedürfen der Belastung durch Anschüttungsmaterial. (Abb. 140 bis 142.) Der Bogen hat rund 100 m³ Beton und wurde an einem Tage von 6 Uhr früh bis 5 Uhr nachmittags (Ende November 1905) betoniert. Am Tage selbst war die Temperatur etwas über Null, abends und die folgenden Tage 5 bis 10° Kälte. Es wurde deshalb unterhalb des Bogens in der Rüstung geheizt und oben eine Lage von 35 cm Stroh aufgebracht. Kosten samt Fundierung 40000 Kr. Ausführende Firma: N. Rella u. Neffe, Wien.

Die in Lolat-Bauweise ausgeführte Amperbrücke bei Esting (Abb. 143 bis 147) hat eine Gesamtlänge von 41 m und eine

Abb. 138.

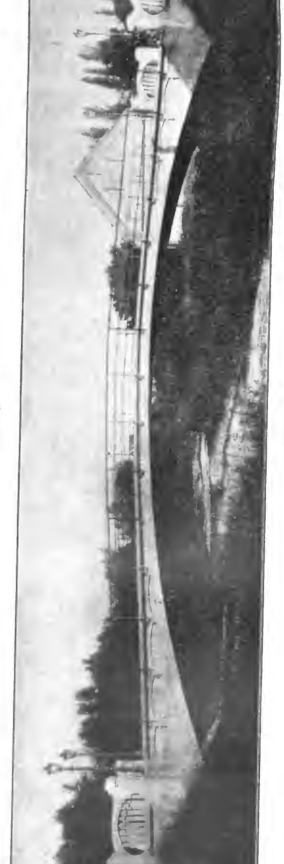
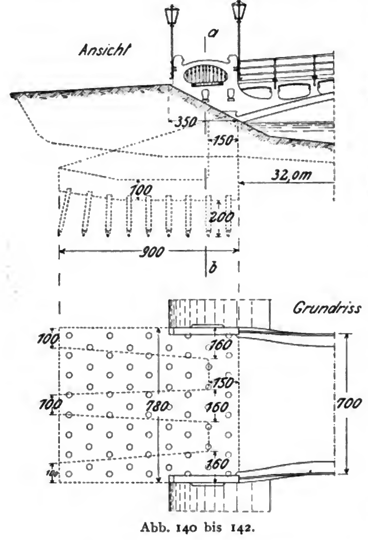


Abb. 139.

Fahrbahnbreite von 5,50 m. Infolge Unzuverlässigkeit des Baugrundes mußte Pfahlrost vorgesehen werden, was natürlich die Kosten der Fundierung bedeutend erhöhte. Um die Herstellung eines Mittelpfeilers zu ermöglichen, mußte die Straße eine etwas stärkere Neigung erhalten, wie dies ja auch aus Abb. 143 ersichtlich ist. Pfeilverhältnis der Flachbogen = $^1/_{10}$. Die Wahl aller Abmessungen erfolgte unter Annahme eines sehr guten Betons für den Bogen (1 : 2 : 4). Da für die Widerlager Eisenbetonpfahlrost zur Anwendung gelangte, so brauchte die sonst übliche Forderung, daß die Endreaktion mindestens $^1/_3$ von Außenkante



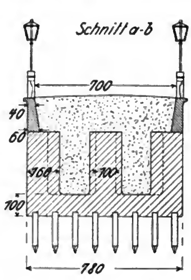


Abb. 140 bis 142.

der Widerlager-Unterseite entfernt bleibt, nicht so scharf berücksichtigt werden. Die Pfeiler wurden mit Hohlräumen versehen, welche mit Magerbeton ausgefüllt sind (vergl. auch Abbildung 78). Was die architektonische Ausbildung dieser Brücke anlangt, so ließ man nur die Konstruktion für sich sprechen. Die Bogen sind nach außen hin zum Ausdruck gebracht und alle übrigen Teile möglichst einfach gehalten.

Einige Brückenausführungen absonderlicher Art zeigen die Abb. 148 bis 150[1]). Die Einlagen passen sich dem Verlaufe der Zugspannungen in den einzelnen Teilen des Bogens und der Widerlager an. Verteilungsstäbe sind nicht vorhanden. Die beiden in den unteren Teil der Widerlager hinabreichenden Enden jedes Stabes werden durch Zugeisen zusammen-

[1]) Vergl. Zement u. Beton 1905, S. 222 und 333.

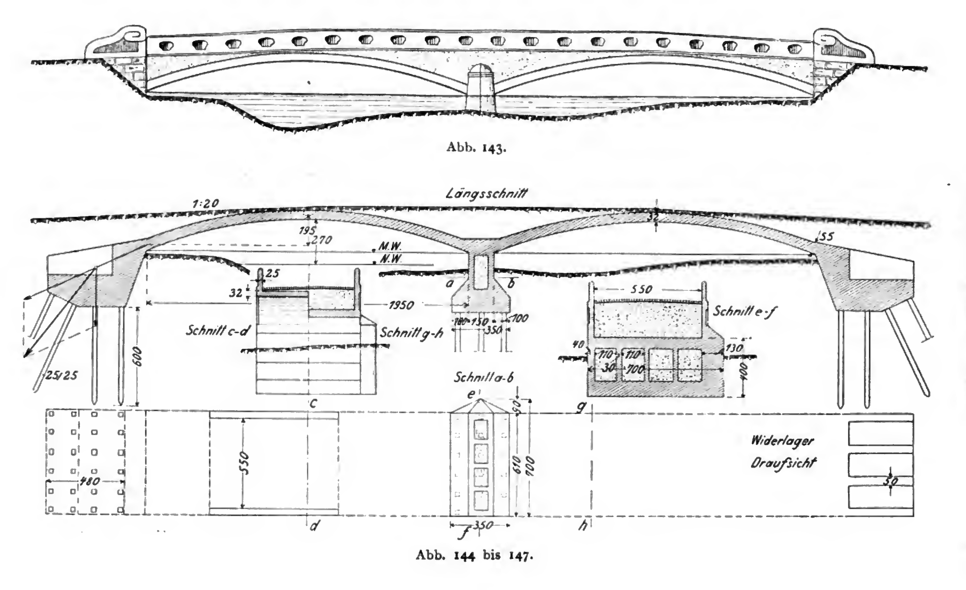


Abb. 143.

Abb. 144 bis 147.

gehalten, welche in den Beton der Flußbettsohle eingelegt sind. Auf diese Weise soll die Standfestigkeit der Brücke erhöht und durch die Betonsohle ein Unterwaschen der Pfeiler und Landwiderlager verhindert werden. Im Mittelpfeiler kreuzen sich die Einlagen der beiden benachbarten Bogen. Derartige Brückenausführungen sind amerikanischen Ursprungs. Sie verlangen zwar wenig Widerlagsmaterial, da der Horizontalschub aufgenommen ist; doch erfordert die Sohlplatte beträchtliche Herstellungs- und Unterhaltungskosten, da ein ungleichmäßiges Setzen des Baugrundes Rissebildungen zur Folge hat. Die Sohle stampfte man gleichzeitig mit den Pfeilern bei abgedämmtem Kanale. Während der Erhärtung wurde am Ufer das Lehrgerüst für den Bogen

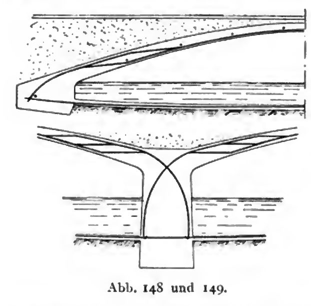


Abb. 148 und 149.

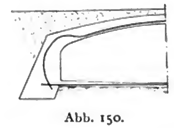


Abb. 150.

hergerichtet, um sodann auf die inzwischen eben tragfähig gewordene Sohlplatte aufgestellt zu werden. Hierauf wurde dem Wasser der Zutritt ins alte Bett wieder gewährt.

Gewölbe mit Stufenbelag.

Abb. 151 zeigt die Formgebung einer Monierbrücke für die Gewerbe- und Industrieausstellung in Bremen im Jahre 1890. Die in Rechnung gesetzte Nutzlast betrug 1000 kg/m², Konstruktionshöhe vom Kämpfer bis zum Gewölbescheitel 4,75 m, Scheitelstärke 25 cm. Breite der Brücke im mittleren Teile 3 m, nach den Widerlagern hin 8 m. Zu beiden Seiten der in Stampfbeton ausgeführten Widerlager sind steigende Treppengewölbe gemäß Abb. 152 in Monier-Bauweise mit 4,50 m Spannung und nur 5 cm Scheitelstärke angeordnet. Bauzeit 6 Wochen. Das Gewölbe selbst wurde in der kurzen Zeit von 36 Stunden fertiggestellt. Ausführende Firma: Act.-Ges. für Beton- und Monierbau.

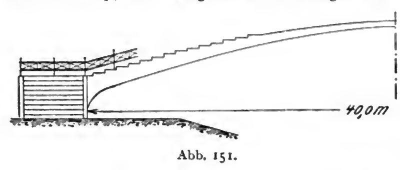


Abb. 151.

Von derselben Bauunternehmung stammt auch die im Jahre 1891 errichtete Fußwegüberführung der Fischbachbahn bei Wemmetsweiler (Eisenbahndirektion Köln lr.). Spannweite 14,8 m; Konstruktionshöhe vom

Kämpfer bis Gewölbe 4,50 m, Scheitelstärke 15 cm; Fahrbahnbreite 2 m Eine Ansicht dieses leichten, gefälligen Bauwerkes zeigt Abb. 152.



Abb. 152.

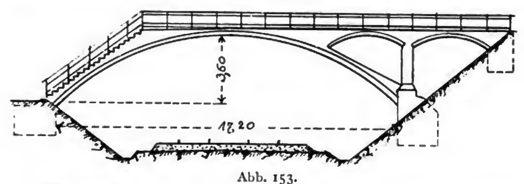


Abb. 153.

Als letztes bemerkenswertes Beispiel einer Fußwegüberführung diene die in den Abb. 153 bis 156 wiedergegebene Monierbrücke in km 40,943 der Moselbahn, eine Ausführung der Kölner Firma Helff u. Heinemann. Scheitelstärke des Hauptbogens 15 cm, Breite zwischen den Stirnen 1,6 m. Nutzlast 400 kg/m². Die Armierung erfolgte in Rücken und Leibungszone durch 13 mm-Rundeisen. Mischungsverhältnis 1 : 3. Die

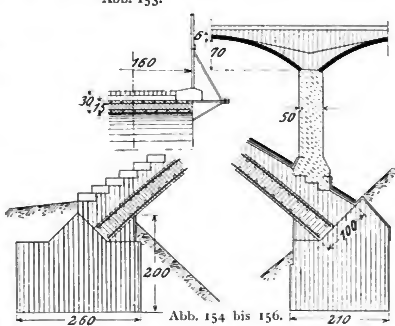


Abb. 154 bis 156.

Abdeckung des Gewölbes wurde mit Asphaltplatten vorgenommen. Baukosten bei frachtfreier Beförderung der Materialien und Baugeräte nur 4300 Mark. Die Ausführung des Baues wurde Anfang November 1900 begonnen, das Hauptgewölbe am 30. November 1900 betoniert und die Arbeiten bis auf die Ausschalung und den Anstrich gegen Ende Dezember dess. J. beendet. Die Bautätigkeit nahm also nicht zwei Monate in Anspruch. Die Ausschalung und die Vollendung der restlichen Arbeiten erfolgte in der Zeit vom 19. bis 27. März 1901.

Gewölbe mit Sparöffnungen.

Wie schon auf S. 6 ausgeführt worden ist, wird die Eigenlast der Brücke bei zunehmender Spannweite und größerer Fahrbahnbreite recht



Abb. 157.

beträchtlich. Man kann dann gemäß Abb. 10 auf S. 6 Querwände anordnen, welche sich auf das Gewölbe stützen und oben vermittels Entlastungsbogen oder Balkenträger die Fahrbahn tragen. Derartige Brückenkonstruktionen vereinigen das leichte zierliche Aussehen eines Eisenbaues mit der Dauerhaftigkeit eines Eisenbetonbaues bei Fortfall aller Unterhaltungskosten.

Abb. 157 zeigt eine Fußgängerbrücke in Eßlingen, eine Ausführung der Firma Wayß u. Freytag[1]). Die Brücke wurde 1904 erbaut und kostete

[1]) Vergl. Zement u. Beton 1905, S. 283, sowie Mörsch Der Eisenbetonbau, 2. Aufl, S. 199.

insgesamt nur 3200 Mark. Die Spannweite beträgt 16,70 m, die Breite 2,30 m. Bei 1,60 m Pfeilhöhe ist die Gewölbestärke im Scheitel 20 cm und im Kämpfer 30 cm. Die 14 cm starken armierten Querwände sind in einem genügend geringen Abstand angeordnet, so daß eine kontinuierlich fortlaufende, ebenfalls 14 cm starke Eisenbetonplatte als tragende Fahrbahnkonstruktion genügt. Für die Widerlager wurde eine Betonmischung 1 : 10, für das Gewölbe, die Stützwände und die Fahrbahntafel eine Mischung 1 : 4 verwandt. Die Fahrbahn besteht aus 2 cm starken Asphaltplatten, welche auf die Brückentafel verlegt wurden.

Aus Abbildung 158

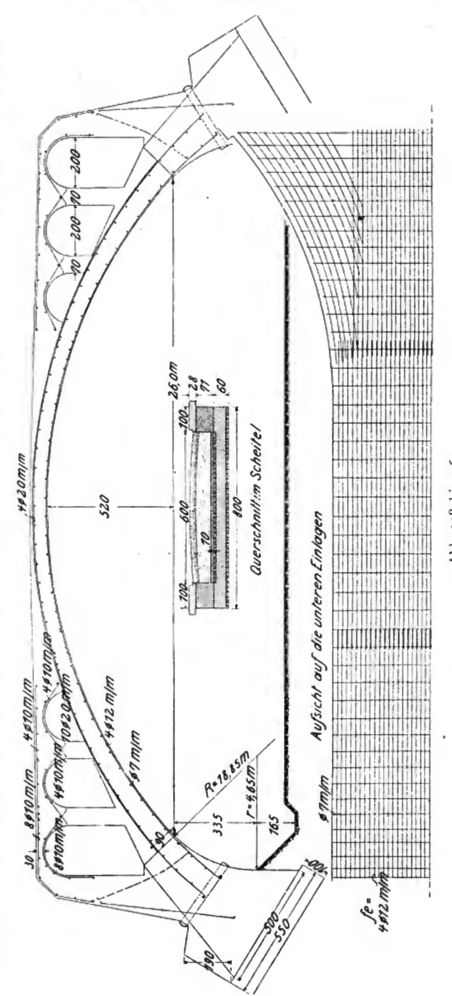


Abb. 158 bis 160.

bis 161 ist die Konstruktion einer von der Hannoverschen Firma Robert Grastorf für die Kgl. Eisenbahndirektion Cassel ausgeführten Straßenbrücke am Mainzer Tor (in Treysa, Station 61,9 + 94 der Strecke Cassel—Frankfurt) ersichtlich.[1]) Die lichte Weite beträgt 28,86 m, die eigentliche Gewölbespannung in Kämpferhöhe 26 m und die Pfeilhöhe 5,20 m, Scheitelstärke 60 cm, Kämpferstärke 90 cm, Gewölbebreite 8 m. Die Armierung des Gewölbebogens setzt sich folgendermaßen zusammen:

in der Leibung durchweg 4 R.-E. 12 mm Durchm. f. d. l. m
im Rücken 4 R.-E. 20 mm Durchm. im mittleren Spannungsdrittel
und 10 R.-E. 20 mm Durchm. in den äußeren Spannungsdritteln.

Die Armierung der Entlastungsbogen ist aus Abb. 158 ersichtlich. Verteilungseisen durchweg 7 mm Durchmesser. Nach der einen Seite



Abb. 161.

hin wird das Gewölbe breiter, wodurch sich ein Abbiegen der Einlagen gemäß Abb. 159 notwendig machte. Die vier Flügelmauern der Brücke sind in Kurven hergestellt. An der Seite, wo das Gewölbe verbreitert ist, ist die Flügelmauer etwa 13 m lang und annähernd gradlinig ausgeführt. Die anderen Mauern zeigen Krümmungen von 15,70 bezw. 20,70 m bei 17 bezw. 21 m Länge.

Zur Herstellung der Brücke wurden folgende Betonmischungen verwandt:

1. Fundamente der Widerlager und Flügelmauern 1 : 11, d. h.: 1 Tl. Zement + 3 Tl. Basaltsplitt + 3 Tl. Basaltgrus + 4 Tl. Werrakies + 1 Tl. Werrasand;
2. die aufgehenden Mauern 1 : 9, d. h.: 1 Tl. Zement + 3 Tl. Basaltsplitt + 3 Tl. Basaltgrus + 1 Tl. Werrakies + 1 Tl. Werrasand;
3. Gewölbe 1 : 6, d. h.: 1 Tl. Zement + 2 Tl. Basaltsplitt + 2 Tl. Basaltgrus + 1 Tl. Werrakies + 1 Tl. Werrasand;

[1]) Vergl. die Berechnung zu dieser Brücke, S. 66, und die Anordnung des Lehrgerüstes in Abschnitt VIII.

4. Spargewölbe 1 : 8, d. h.:
   1 Tl. Zement + 3 Tl. Splitt + 3 Tl. Grus + 1 Tl. Kies + 1 Tl. Sand;
5. Auffüllung in den Kämpfern, Magerbeton 1 : 16, d. h.:
   1 Tl. Zement + 5 Tl. Splitt + 5 Tl. Grus + 3 Tl. Kies + 3 Tl. Sand.

Im ganzen sind etwa 1800 m³ Beton verbraucht worden.

An der Stelle des Neubaues stand zuvor eine steinerne Brücke, welche nur 2 Geleise überspannte. Diese Brücke mußte ohne Betriebsstörung entfernt und durch die neue, 5 Geleise überspannende Brücke ersetzt werden. Ein Teil der Verblendsteine, welche bei dem Abbruch



Abb. 162.

unversehrt blieben, wurden mit Bürsten und Salzsäure gereinigt, nachgearbeitet und zum Verblenden der krummen Flügelmauern wieder verwandt. Alle Fassaden sind steinmetzmäßig bearbeitet. Die Verblendung erfolgte durch einen Vorsatzbeton aus 1 Tl. Zement + 3 Tl. Sand (bis 7 mm Korn) + 3 Tl. Kies (7 bis 30 mm Korn) + 3 Tl. Steinschlag aus schwarzem Basalt mit Zusatz von roten Porphyrbrocken. Dieser Vorsatzbeton wurde unmittelbar an der Schalung zugleich mit dem eigentlichen Beton in einer Stärke von etwa 7 cm aufgebracht. Nach dem Ausschalen erfolgte dann die steinmetzmäßige Bearbeitung und darauf eine saubere Reinigung. Die Leibungsfläche der Brücke ist in schlichtem Zementputz hergestellt.

Die Abdeckplatten sind aus Zementkunststein von gleicher Firma angefertigt, die Pfeilerköpfe aus Natursandstein hergestellt worden.

Zur Wasserdichtung sind die Rückenflächen der Spargewölbe mit einem 15 cm starken Zementüberzug 1 : 4 versehen. Über einen Anstrich von heißem Goudron wurde reiner Sand gestreut und hierauf eine Asphaltfilzlage lose verlegt und nur an den Überdeckungsstellen verklebt. Außer-

dem sind sämtliche Rückenflächen der Stirn- und Flügelmauern mit einem zweimaligen heißen Goudronanstrich versehen.

Die im Jahre 1905 in Danville (Nordamerika) erbaute Eisenbahnbrücke ist in den Abb. 162 und 163 in der Ansicht wie im Längsschnitt dargestellt. Die gesamte Brückenlänge von 100 m gliedert sich in einen

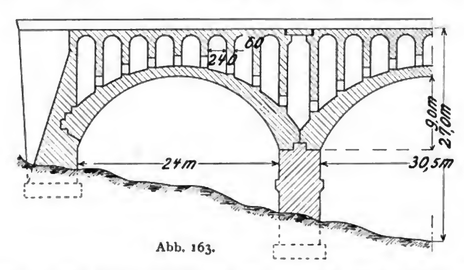
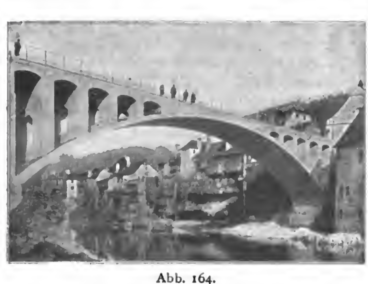


Abb. 163.

Hauptbogen von 30,5 m Spannweite und in zwei Seitenbogen von je 24 m Spannweite. Die Pfeilhöhe aller drei Bogen beträgt 9 m. Die Unterkante der Eisenbahnschienen verläuft 6 m über dem Scheitel des Gewölberückens. Die Fahrbahn wird von 60 cm starken Pfeilerwänden mit Entlastungsbogen von 2,40 m Spannweite und 60 cm Scheitelstärke getragen. Auf der ebenen Fahrbahnfläche ruht eine 1,50 m hohe Erdfüllung zur Aufnahme der Schwellen. Wegen der Längenausdehnungen wurden die Bogengruppen über den Pfeilern nicht in unmittelbare Verbindung gebracht; man legte vielmehr über den trennenden Hohlraum, wie Abb. 163 zeigt, vorher fertig gestellte Eisenbetonplatten von genügender Tragfähigkeit. Für den Bau der Brücke wurden insgesamt 9180 m^3 Beton gebraucht. Mischungsverhältnis für die Bogen 1 : 2 : 4 und für die übrigen Brückenteile 1 : 3 : 6. Das Einstampfen der Pfeilergründungen begann am 8. August 1905, das der Hauptbogen am 4. Oktober; die Fertigstellung der Brücke endete mit dem 17. Dezember desselben Jahres.[1])


Abb. 164.

Über die Pfeileranordnung einer im Prinzip ähnlich erbauten Brücke

[1]) Über nähere Einzelheiten vergl. Zement u. Beton 1906, S. 145.

vergl. Abb. 74 bis 77. Dort sind die Sparöffnungen über den Pfeilern durch Zwischenwände gegenseitig versteift worden. Die Gründung erfolgte durch Senkkasten.

Die im Bilde (Abb. 164) vorgeführte Hochbrücke über die Ybbs in Weidhofen besteht aus einem Hauptbogen von 44 m und einem Seitenbogen von 21 m Spannweite. Die Brücke wurde im Jahre 1898 von der Firma G. A. Wayß u. Cie. erbaut. Scheitelstärke des Hauptgewölbes 40 cm, Kämpferstärke 60 cm.

Als eins der neueren armierten Brückengewölbe sei auf die in den Abb. 165 bis 167 dargestellte Brücke über die Idriaschlucht im Zuge der

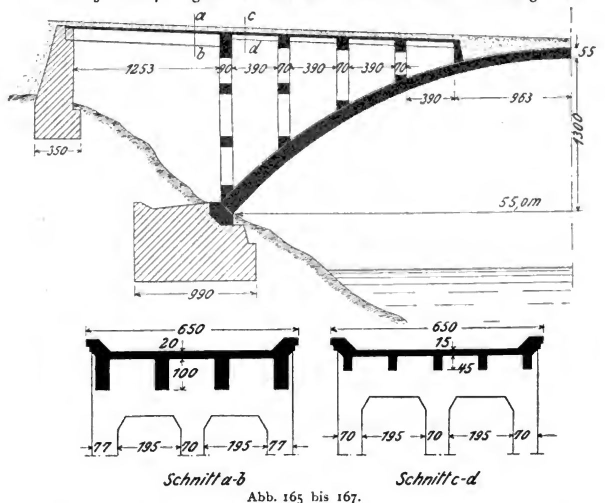


Abb. 165 bis 167.

Zufahrtstraße zur Station St. Lucia-Tolmein hingewiesen. Die Brücke besteht aus einem Hauptbogen und zwei Anschlußöffnungen. Der Hauptbogen hat eine lichte Weite von 55 m, eine Pfeilhöhe von 13 m; Stärke des Scheitels 55 cm, der Kämpfer 95 cm. Der Hauptbogen ist in kräftigen Widerlagskörpern aus Stampfbeton eingespannt. Ständerreihen aus je drei Eisenbetonsäulen, teilweise durch Querbalken versteift, tragen die Fahrbahn. Die beiden Anschlußöffnungen sind Balkenkonstruktionen von je 12,50 m Lichtweite. Die Fahrbahn ist gegen das Ufer zu um 2,5 vH. geneigt[1]).

[1]) Über nähere Einzelheiten und Berechnung vergl. Nowak, Der Eisenbetonbau bei der neuen von der k. k. Eisenbahnbaudirektion ausgeführten Bahnlinien Österreichs, S. 43.

Eine ebenso einfache als zweckmäßige Verankerung der Stützeneinlagen im Gewölbekörper zeigt Abb. 168 (vergl. hierzu auch Abb. 269).

Bemerkenswert ist die Ausführung des Widerlagers einer Bogenbrücke in Altare über die Bormida (Italien). Die Einlagen des Gewölbes

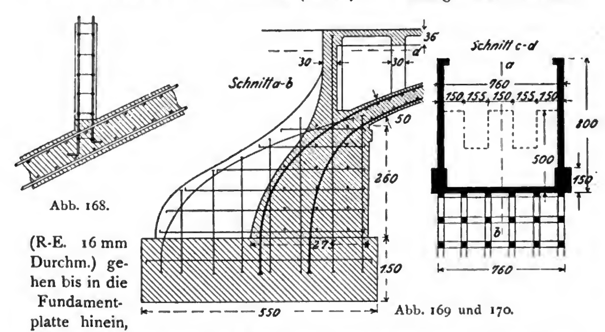


Abb. 168.

Abb. 169 und 170.

(R-E. 16 mm Durchm.) gehen bis in die Fundamentplatte hinein, woselbst sie genügend verankert sind. Fundamentplatte, Rippen und Flügelwände sind ebenfalls in Eisenbeton ausgeführt (Abb. 169 und 170).

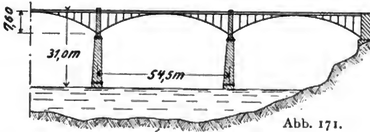


Abb. 171.

Eines der kühnsten Werke moderner Brückenbaukunst ist die erst kürzlich fertig gestellte Rhonebrücke bei Pyrimont. Drei Bogengewölbe von je 54,5 m Spannweite (51,50 m Lichtweite) und 7,60 m Pfeilhöhe tragen die Fahrbahn, welche 31 m über dem niedrigsten Wasserstand hingeführt ist. In Abb. 171 ist eine Skizze dieses Bauwerkes gegeben. Vergl. hierzu die photographische Aufnahme in Beton u. Eisen 1907, S. 198.

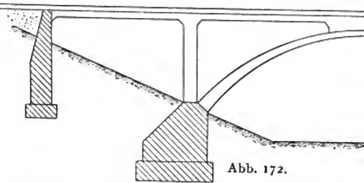


Abb. 172.

Abb. 172 zeigt eine Brückenanlage, bei welcher der Hauptbogen nur in Spannungsmitte belastet ist. Die einzigen Pfeiler zur Abstützung der Fahrbahnplatte stehen auf den Bogenwiderlagern. Derartig ökonomische Formgebungen einer Brücke sind natürlich nur dann möglich, wenn — wie bei Fußgängerbrücken — die Belastung eine geringe ist, die Plattenkonstruktion der Fahrbahn also nicht zu schwer ausfällt.

Berechnung der Wölbbrücken.

Um zunächst eine zweckmäßige Gewölbestärke für den Vorentwurf zu ermitteln, können die von Tolkmitt aufgestellten Formeln angewandt werden:[1])

$$c \geqq \frac{l}{10}\sqrt{\frac{4p}{q_0}},$$

$$p = \frac{1}{\gamma}\left(0{,}44 + \frac{1{,}4}{l/2}\right)$$

$$z_0 = \left(c + e + \frac{p}{2}\right),$$

$$H = 0{,}15\,\frac{l^2}{f}\left(z_0 + \frac{f}{10}\right),^{2)}$$

$$q = \frac{H}{c},$$

$$\sigma_d = q + 0{,}06\,p\left(\frac{l}{c}\right)^2,$$

$$\sigma_z = q - 0{,}06\,p\left(\frac{l}{c}\right)^2.$$

In diesen Formeln bedeutet:

l = Spannweite in m,
c = Scheitelstärke in m,
p = Verkehrsbelastung für 1 m² Brückenbahn (bei einseitiger Belastung) in m,
γ = Gewicht des Gewölbematerials in t/m³,
q_0 = größte zulässige Normalpressung in m³/m²,
q = größte vorhandene Normalpressung in m³/m²,
z_0 = gesamte Lasthöhe für den Normalfall, in Gewölbematerial ausgedrückt (einschließlich Gewölbe), in m,
e = die auf Gewölbematerial reduzierte Belastungshöhe infolge Eigengewichts über der Gewölbescheiteloberkante in m,
H = Horizontalschub des Gewölbes für den Normalfall in m³,
f = Pfeilhöhe in m,
σ_d = größter Kantendruck im Scheitel in m³/m²,
σ_z = größter Kantenzug im Scheitel in m³/m².

Unter „Normalfall" ist Belastung durch Eigengewicht und halbe, die ganze Brücke überdeckende Verkehrslast zu verstehen.

Treten Zugspannungen auf, so beträgt die im Schwerpunkt des Zugdreiecks angreifende Zugkraft

$$Z = \gamma \cdot c \cdot \frac{\sigma_z^2}{2\,(\sigma_z + \sigma_d)} \text{ in t.}$$

---

[1]) Vergl. Tolkmitt, Leitfaden f. d. Entwerfen u. d. Berechnung gewölbter Brücken.

[2]) Ein genaueres Resultat liefert die Formel

$$H = \frac{l^2}{16}\left[\frac{z_0}{f} + \frac{1}{8} + \frac{8c \cdot z_0}{l^2} + \sqrt{\left(\frac{z_0}{f} + \frac{1}{8} + \frac{8c \cdot z_0}{l^2}\right)^2 + \frac{32c \cdot z_0}{l^2}}\,\right]$$

Liegt die Eiseneinlage annähernd im Schwerpunkt des Zugdreiecks und soll das Eisen den gesamten Zug aufnehmen, so kann man mit Hilfe dieser Formel den erforderlichen Eisenquerschnitt schätzungsweise ermitteln.

Beispiel: Für eine Straßenbrücke seien folgende Werte gegeben:

Spannweite $l = 28$ m,
Pfeilhöhe $f = 3$ m,
Gewölbegewicht $\gamma = 2,2$ t/m³,
Belastungshöhe $e = 0,45$ m.

Größte einseitige Verkehrsbelastung

$$p = \frac{1}{2,2}\left(0,44 + \frac{1,4}{14}\right) = 0,25 \text{ m}.$$

Größte zulässige Normalpressung $\sigma = 30$ kg/cm².
Größte zulässige Kantenpressung $\sigma_{max} = 40$ kg/cm².
Danach $q_0 = 30$ kg/cm² $= 300\,000$ kg/m² $= 300$ t/m² $= 150$ m³/m²
$q_{max} = 40$ „ $= 400\,000$ „ $= 400$ „ $= 200$ „

Die Gewölbestärke im Scheitel ist

$$c \gtrless \frac{28}{10}\sqrt{\frac{4 \cdot 0,25}{150}} \gtrless 0,23 \text{ m}.$$

Gewählt wird $c =$ **0,30 m**.

$$z_0 = \left(0,30 + 0,45 + \frac{0,25}{2}\right) = 0,88 \text{ m},$$

$$H = 0,15\,\frac{28^2}{3}\left(0,88 + \frac{3}{10}\right) = 46,3 \text{ m}^3,$$

$$q = \frac{46,3}{0,30} = 154 \text{ m}^3/\text{m}^2.$$

Die Randspannungen sind dann

$$\sigma_d = 154 + 0,06 \cdot 0,25\left(\frac{28}{0,30}\right)^2 = 154 + 131 = 285 \text{ m}^3/\text{m}^2,$$

$$\sigma_z = 154 - 131 = 23 \text{ m}^3/\text{m}^2.$$

Der größte Druck ist demnach

$$\sigma = 285 \text{ m}^3/\text{m}^2 = 570 \text{ t/m}^2 = 570\,000 \text{ kg/m}^2 = \mathbf{57 \text{ kg/cm}^2}.$$

Zugspannungen treten nicht auf. Um eine niedrigere Druckspannung zu erzielen, erhöhe man die Gewölbescheitelstärke auf 0,40 m; dann ist

$$z_0 = \left(0,40 + 0,45 + \frac{0,25}{2}\right) = 0,98 \text{ m},$$

$$H = 0,15\,\frac{28^2}{3}\left(0,98 + \frac{3}{10}\right) = 50 \text{ m}^3,$$

$$q = \frac{50}{0,40} = 125 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ (also } < 150),$$

$$\sigma_d = 125 + 0,06 \cdot 0,25\left(\frac{28}{0,40}\right)^2 = 125 + 74 = 199 \text{m}^3/\text{m}^2 = 40 \text{kg/cm}^2.$$

Zugspannungen treten auch diesmal nicht auf ($125 - 74 = 51$ m³/m² Druck). Einlagen sind theoretisch nicht erforderlich, zumal die Scheitel-

stärke — um zu große Druckspannungen zu vermeiden — nicht kleiner gemacht werden kann. Danach dürfte sich die Anordnung von Einlagen empfehlen, weil dadurch gegen gefährliche Einflüsse aller Art (Fehler in der Ausführung, Wärmespannungen usw.) eine größere Sicherheit als durch Verstärkung der Gewölbe gewonnen wird.

Bei 36 m Spannweite 6 m Pfeilhöhe und 0,40 m Scheitelstärke, bei $\gamma = 2$ t/m³, $e = 0{,}35$ m und $p = 0{,}26$ m würde sich ergeben[3])

$z_0 = 0{,}88$ m

$H = 45{,}6$ m³ (nach der auf S. 47 in Anmerkung gegebenen genauen Formel)

$q = 114$ m³/m².

Die Spannungen sind dann

$\sigma_d = 114 + 0{,}06 \left(\frac{36}{0{,}40}\right)^2 = 240$ m³/m² $= 48$ kg/cm² Druck und

$\sigma_z = 114 - 126 = 12$ m³/m² $= 2{,}4$ kg/cm² Zug.

Hier tritt also eine Zugspannung auf; es ist

$$Z = 2 \cdot 0{,}40 \cdot \frac{12^2}{2\,(240 + 12)} = 0{,}23 \text{ t.}$$

Demnach für 1 m Gewölbetiefe

$$f_e = \frac{230}{1000} = 0{,}23 \text{ cm}^2.$$

Der erforderliche Eisenquerschnitt im Scheitel ist also ein sehr geringer.

Die auftretenden Spannungen in irgend einer Gewölbefuge sind ihrem Wesen und ihrer Größe nach in erster Linie von der Lage der Resultierenden der äußeren Kräfte (Stützlinien) abhängig. Die Normalkomponente dieser Resultierenden wird in üblicher Weise durch eine Achsialkraft $\mathfrak{N}$ und durch ein Biegungsmoment M ersetzt.

Zunächst sei ein Näherungsverfahren für die Ermittlung des erforderlichen Eisenquerschnitts und der auftretenden Beanspruchungen mitgeteilt.

Es ist allgemein (vergl. Abb. 173)

$$\sigma = \frac{\mathfrak{N}}{F} \pm \frac{M}{W}.$$

Setzt man nun $F = b \cdot h$ und $W = \frac{b \cdot h^2}{6}$, ferner

$$\frac{h - x}{h} = \frac{\sigma_z}{\sigma_d + \sigma_z}$$

$$\sigma_d + \sigma_z = \frac{2\,M}{W},$$

[3]) Vergl. auch Förster, Das Material und die statische Berechnung der Eisenbetonbauten, S. 232. Auf S. 233 muß es daselbst (5. Zeile von oben) heißen

$$Z = 2 \cdot \frac{0{,}4}{2} \cdot \frac{12^2}{252} = 0{,}23 \text{ t (statt 2,3 t).}$$

so wird

$$Z = b\,(h - x) \cdot \frac{\sigma_z}{2}$$

$$= \frac{b^2 \cdot h^3 \cdot \sigma_z^2}{24\,M}.$$

Ist nach dieser Formel dimensioniert worden, so ermitelt man die Beanspruchungen des Eisens zu

$$\sigma_e = \frac{Z}{f_e}.$$

Diese Näherungsmethode empfiehlt sich für die Entwurfsberechnung eines Gewölbes, liefert aber zu ungünstige Werte für σ_e. Die Druckspannung des Betons dagegen wird genau genug festgestellt.

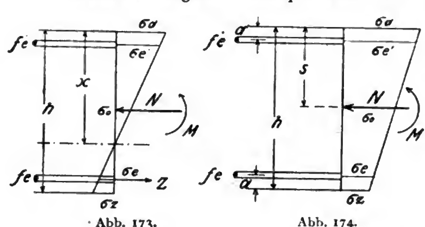


Abb. 173. Abb. 174.

Die genaue Berechnung ist folgende[1]):

1. Im Querschnitt treten nur Druckspannungen auf. Es ist gemäß Abb. 174

Gesamtfläche

$$F = b \cdot h + n\,(f_e + f_e')$$

Schwerpunktsabstand

$$s = \frac{\frac{b\,h^2}{2} + n\,[f_e\,(h - a) + f_e'\,a']}{b \cdot h + n\,(f_e + f_e')}.$$

Bei symmetrischem Querschnitt wird

$$f_e = f_e' = \frac{F_e}{2} \text{ und } a = a';$$

dann ist

$$s = \frac{h}{2}$$

und Trägheitsmoment

$$J_s = \frac{b \cdot h^3}{12} + n \cdot F_e \left(\frac{h}{2} - a\right)^2;$$

[1]) Vergl. u. a. Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil I, 4. Aufl., S. 183; Mörsch, Der Eisenbetonbau, 2. Aufl., S. 109; Christophe, Der Eisenbeton 1905.

Beanspruchungen

$$\sigma_o = \frac{\mathfrak{N}}{F} = \frac{\mathfrak{N}}{b \cdot h + n F_e}$$

$$\sigma_d = \frac{\mathfrak{N}}{F} + \frac{\mathfrak{M}}{W}$$

$$\sigma_z = \frac{\mathfrak{N}}{F} - \frac{M}{W}$$

$$\sigma_e = n \left[\frac{(\sigma_d - \sigma_z)\, a'}{h} + \sigma_z \right]$$

$$\sigma_e' = n \left[\frac{(\sigma_d - \sigma_z) \cdot (h - a)}{h} + \sigma_z \right]$$

2. Im Querschnitt treten Zugspannungen auf.

Die Exzentrizität ist derartig groß geworden, daß

$$\frac{\mathfrak{N}}{F} < \frac{M}{W}.$$

Wird wiederum $f_e = f_e' = \frac{F_e}{2}$ und $a = a'$ vorausgesetzt (vergl. Abb. 173), so berechnet sich der Nullinienabstand aus der Beziehung[1])

$$x^3 - x^2 \cdot 3\left(\frac{h}{2} - \frac{M}{\mathfrak{N}}\right) + x \cdot 12 \frac{M}{\mathfrak{N}} \cdot n \cdot \frac{F_e}{b} - 6 \frac{n \cdot F_e}{b} \left[\frac{M}{\mathfrak{N}} \cdot h + 2\left(\frac{h}{2} - a\right)^2\right] = 0.$$

Die Spannungen sind

$$\sigma_d = \frac{\frac{b \cdot x}{2} + \frac{n f_e}{x}(2x - h)}{\mathfrak{N}}$$

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_d \frac{h - x - a}{x},$$

$$\sigma_e' = n \cdot \sigma_d \frac{x - a}{x}\text{[2]}.$$

(Über Berechnung der Spannungen im Gewölbequerschnitt vergl. die Beispiele.)

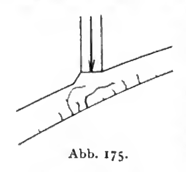
Einlagen empfehlen sich auch in solchen Fällen, wo die Druckspannung σ_z annähernd 0 wird; denn die geringsten Änderungen in den Widerlagern wie im Gewölbe selbst, hervorgerufen durch unvorhergesehene äußere Einflüsse, können das Auftreten von Zugspannungen im Gefolge haben. Bei kleinen Gewölben mit Stirnwänden wird der Einfluß der Verkehrslast durch die Aufschüttung herabgemindert. Stampfbetongewölbe

[1]) Die Auflösung der Gleichung für x erfolgt durch Näherungsverfahren oder nach der Cardanischen Formel; vergl. Taschenbuch der Hütte 1902, I, S. 45).

[2]) Über Berücksichtigung der Betonzugspannungen vergl. Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil I, 4. Aufl., Nachtrag.

erfordern hier beträchtliche Stärken, um Zugspannungen auszuschließen. Die Formen mittlerer Gewölbe können so bestimmt werden, daß bei günstiger Wahl keine Zugspannungen auftreten, daß also Einlagen — theoretisch — nicht nötig sind; denn die Druckspannung kann vom Eisen wenig ausgenutzt werden. Bei Gewölben mit Sparöffnungen ist das Eigengewicht im Vergleich zur Verkehrslast gering, der Einfluß einseitiger Verkehrslast kann also recht bedeutend werden, weshalb bei diesen Brückenarten, mäßige Stärken vorausgesetzt, Einlagen wohl immer notwendig oder doch wenigstens zweckmäßig sind. Der Einfluß einseitiger Verkehrslast wächst mit zunehmender Spannweite und Leichtigkeit der Konstruktion; die Ausführung des Gewölbes in Eisenbeton wird zur Notwendigkeit, zumal schon der ganze Oberbau fast ausschließlich in Eisenbeton hergestellt wird.

Die Einlagen möchten stets doppelt angeordnet sein, weil das Gewölbe bald nach unten, bald nach oben ausgebogen wird. Bei großen Gewölben bietet zudem die Doppelarmierung eine gewisse Festigkeitsergänzung. Temperaturänderungen veranlassen ein Heben und Senken des Gewölbes, so daß auch in dieser Hinsicht Doppelarmierungen von Nutzen sind. Nur bei geringen Spannweiten genügt eine Leibungseinlage, doch ist auch hier auf genügende Kämpferverankerung zu sehen (vergl. S. 132).


Abb. 175.

Bei den Brücken mit Sparöffnungen können im Gewölbe örtliche Nebenbiegungen hervorgerufen werden, weshalb an den Belastungspunkten, wo sich Pfeiler oder Tragwände auf das Gewölbe stützen, besonders kräftige Armierungen, unter Umständen auch Querbügel vorgesehen werden möchten. Man hat in der Tat Schubkräfte an jenen Stellen, verursacht durch örtliche Ausbiegung, bei Versuchskörpern wie bei bestehenden Bauwerken festgestellt (vergl. Abb. 175).

Die Grundfläche der ohne Pfählung hergestellten Widerlager ist so zu bemessen, daß die Gesamtresultierende aller äußeren Kräfte innerhalb der Kernweite fällt. Die Berücksichtigung des aktiven Erddrucks hängt von den örtlichen Verhältnissen ab; jedenfalls ist es besser, die günstige Wirkung des Erddrucks außer acht zu lassen (vergl. S. 63 Abb. 190). Die Widerlager sollen in erster Linie durch ihre Masse wirken, deren Einfluß durch Erdüberschüttung noch erhöht werden kann. Die Inanspruchnahme des Materials selbst ist eine unbedeutende und nur selten für die Berechnung von Belang. Über Kastenwiderlager und über zweiteilige Widerlager (System Möller), die auch nachträglich angebracht werden können, vergl. S. 12 bis 16. Fällt die Endresultierende nicht innerhalb der Kernweite aller Fugen, so müssen zwecks Aufnahme der Zugkräfte Eiseneinlagen in zweckentsprechender Weise angeordnet werden. Zur Verhütung eines Gleitens in den Widerlagerquerschnitten empfiehlt sich die Anordnung geneigter Lagerfugen. Die Neigung muß dann eine derartige sein, daß der Winkel der Resultierenden mit der

Normalen zur Lagerfuge höchstens gleich dem zulässigen Reibungswinkel ist. Über Widerlagerberechnungen vergl. Abb. 181, 190, 198, 249.

Auch die **Pfeiler** haben in erster Linie durch ihre Masse zu wirken. Berücksichtigt man die Einsturzgefahr eines Bogens, so ist mit einseitiger Belastung, also einseitigem Horizontalschub zu rechnen. Bei langen Viadukten ordne man Gruppenpfeiler an. Die Berechnung selbst erfolgt nach den gleichen Grundsätzen, wie sie im Steinbau üblich sind. Einlagen sind nur dann erforderlich, wenn Zugspannungen auftreten (vergl. Abb. 73).

Statische Berechnung der Gewölbe.

Für die Bedürfnisse der Praxis genügt es in der Regel, die Gesetze des gleichartigen, elastischen Bogens auch auf die eingespannten Eisenbetongewölbe auszudehnen. Eingehende Versuche des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins haben festgestellt, daß Gewölbe als elastische Bogenträger angesehen und berechnet werden können. Voraussetzung bleibt natürlich, daß die Kämpferquerschnitte in Lage und Richtung unveränderlich sind. Diese Voraussetzung trifft aber nur — theoretisch betrachtet — in den seltensten Fällen zu, zumal der Bruch eines Gewölbes fast nie infolge zu geringer Stärken, sondern zumeist durch Nachgeben der Widerlager erfolgt. Die Zusammenpressung des Untergrundes kommt oft erst nach Jahren zur Ruhe. Der Einfluß der Temperaturänderungen ist ebenfalls zu berücksichtigen. Und schließlich ist auch zu bedenken, daß Spannungen und Längenänderungen in Wirklichkeit nicht proportional verlaufen, wie in der Rechnung allgemein angenommen wird. Alle diese Bedenken gelten insbesondere bei Gewölben mit kleiner Pfeilhöhe, also auch bei flachen Parabelbogen, den günstigsten Formen für den Eisenbeton.

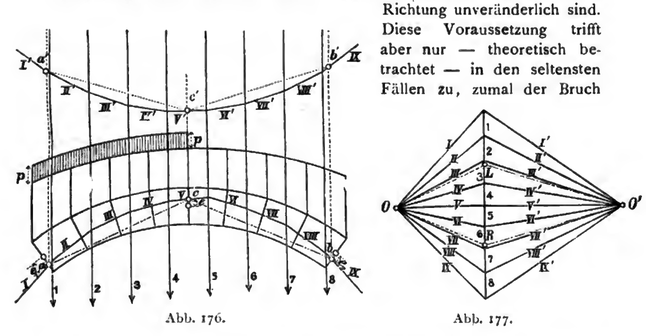


Abb. 176.

Abb. 177.

Man stelle zunächst eine Annäherungsrechnung auf, da jede Ermittlung von Formveränderungen ein vollständig fertig dimensioniertes Brückengewölbe voraussetzt. Am besten eignet sich hierzu das Stütz-

linienverfahren, nach welchem der Festigkeitsnachweis durch Einzeichnung verschiedener Stützlinien auf Grund bestimmter Annahmen erfolgt. Die Untersuchung selbst vollzieht sich in gleicher Weise wie bei den Wölbbrücken. Ist die Verkehrslast p verhältnismäßig klein, so pflegt man als ungünstigste Belastung die in Abb. 176 dargestellte anzusehen. Scheitel- und Kämpferfugen werden von der Stützlinie in den Punkten a, b, c geschnitten, die entweder — in einfachen Fällen — mit Fugenmitte zusammenfallen, oder — für genauere Berechnungen — durch folgende Gleichungen zu bestimmen sind[1]:

für den Scheitel

$$e = \frac{5}{16} \cdot \frac{c^2}{f},$$

für den belasteten Kämpfer

$$e_1 = \cos\varphi_0 \left[2e + \frac{1}{8} \frac{p \cdot f}{z_1 + 0{,}14 \cdot f}\right],$$

für den unbelasteten Kämpfer

$$e_2 = \cos\varphi_0 \left[2e - \frac{1}{8} \frac{p \cdot f}{z_1 + 0.14 \cdot f}\right].$$

In diesen Formeln bezeichnet

c die Gewölbestärke im Scheitel in m,
d die Gewölbestärke im Kämpfer in m,
f die Pfeilhöhe der Bogenmittellinie in m,
φ_0 den Neigungswinkel der Stützlinientangente am Kämpfer gegen die Wagerechte,
p die auf γ (Gewölbegewicht in kg/m³) bezogene Höhe der größten Verkehrslast in m,
z_1 die auf γ bezogene Höhe der Überschüttung der Übermauerung in m.

Für $\cos\varphi_0$ kann man setzen

$$\cos\varphi_0 = \frac{c}{d},$$

jedoch muß dieser Wert $\geqq 0{,}5$ sein. — Ergibt sich für e_2 ein negativer Wert, so liegt Punkt b der Stützlinie oberhalb der Gewölbemittellinie.

Zur Ermittlung der Stützlinie im einseitig belasteten Gewölbe konstruiere man zunächst für die Lamellengewichte 1 bis 8 einen Seilzug I' bis IX' mit dem beliebig gewählten Pol O'. Dann schneide man den Seilzug in den Punkten a', b', c' (entsprechend den lotrecht darunter liegenden Punkten a, b, c), ziehe im Kräftepolygon $O'L$ parallel $a'c'$ und $O'R$ parallel $b'c'$ und schließlich OL parallel ac und OR parallel bc. O ist dann der Pol des Kräfteplanes für die gesuchte Stützlinie I bis IX. Dieselbe wird fast immer das Bestreben zeigen, sich am Scheitel dem Gewölberücken, an den Kämpfern oder in der Nähe derselben der inneren Leibung zu nähern.

Genauere Ergebnisse liefert die Berechnung der Gewölbespannungen nach der **Elastizitätstheorie**. Beim eingespannten Bogenträger treten

[1]) Vergl. Taschenbuch der Hütte, II. Teil, Gewölbe.

außer lotrechten und wagerechten Widerständen auch noch Einspannungsmomente auf. Der Bogen ist dreifach statisch unbestimmt und erfordert zu seiner Berechnung die Anwendung dreier Elastizitätsgleichungen. Bei flachen Parabelbogen lauten diese Gleichungen:

$$\int_0^l M \cdot dx = 0 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

$$\int_0 M \cdot x \cdot dx = 0 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

$$-H \frac{J}{F} \cdot l + \int_0^l M \cdot y \cdot dx = 0 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$

Diese drei Elastizitätsgleichungen gelten allerdings nur für flache Parabelbogen von fortlaufend gleichem Querschnitt; doch liefern sie auch bei armierten Gewölben, welche vom Scheitel nach den Kämpfern hin allmählich stärker werden, genügend genaue Resultate.

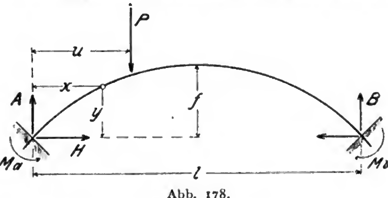


Abb. 178.

Wirkt nun eine Einzellast P in einer Entfernung u vom linken Kämpfer, so ist

$$M_l = A \cdot x - Hy - M_a$$
$$M_r = A \cdot x - Hy - M_a - P(x - u),$$

je nachdem der Schnitt links oder rechts von der Einzellast P liegt. Durch Einsetzung der Beziehungen

$$y = \frac{4 \cdot f}{l^2} x (l - x),$$

$$\int y \cdot dx = \text{Parabelfläche} = {}^2/_3 f \cdot l$$

$$\int x \cdot y \cdot dx = \text{statisches Moment der Parabelfläche} = {}^1/_3 f \cdot l^2$$

findet man schließlich[1])

$$A = P \frac{(l - u)^2 (l + 2u)}{l^3}$$

$$H = \frac{15}{4} P \frac{(l - u^2) u^2}{l^3 \cdot f (1 + i)}$$

$$M_a = P \frac{u (l - u)^2}{l^3} \left(l - \frac{5u}{2(1 + i)} \right).$$

[1]) Vergl. Keck, Vorträge über Elastizitätslehre.

Der Wert i bezieht sich auf die Verkürzung der Mittellinie infolge des Druckes von H. Setzt man

$$d_m = \text{mittlere Bogenstärke in cm,}$$
$$J = \frac{100 \cdot d_m^3}{12} \text{ in cm}^4,$$
$$F = 100 \cdot d_m \text{ in cm}^2,$$

so wird

$$i = \frac{45}{4} \cdot \frac{J}{F \cdot f^2} = \frac{15}{16} \cdot \frac{d_m^2}{f^2}.$$

Die Anwendung der Elastizitätstheorie auf eine praktische Aufgabe zeigt Beispiel 3, S. 66. Es kann nicht geleugnet werden, daß die größere Genauigkeit der Rechnungsergebnisse mit umständlicher, langwieriger Arbeit erkauft werden muß. Die analytische Behandlung eines Gewölbes als dreifach statisch unbestimmtes System empfiehlt sich nur bei größeren Bauobjekten, nie aber für Untersuchungen eines ersten Entwurfes. Für einen solchen genügen Annäherungsverfahren, die schneller zum Ziele führen und bei weniger Arbeit vollkommen befriedigende Ergebnisse liefern.

Das Landsbergsche Verfahren[1]) ist aus den Resultaten der Elastizitätstheorie abgeleitet und kann sowohl bei flachen Parabelbogen, als auch bei flachen Kreisbogen zur Verwendung gelangen.

Gegeben sei eine Einzellast P. Läßt man diese Last über den Bogen wandern, so entstehen in jedem Falle die beiden Kämpferdrücke R_a und R_b. Der Schnittpunkt beider Kräfte mit der Richtungslinie von P liegt stets in ein und derselben Linie, der sogen. Kämpferdrucklinie, die von der Form der Bogenachse abhängig ist und bei flacher Parabel eine Gerade darstellt. Ist f die Pfeilhöhe des Bogens, so verläuft die Kämpferdrucklinie in $^6/_5 \cdot f$ Abstand parallel zur Verbindungslinie der Kämpfermitten (vergl. auch Keck, Vorträge über Elastizitätslehre). Sind nun die Reaktionen R_a und R_b ihrer Lage nach — durch zwei noch festzustellende Punkte — gegeben, so können Richtung und Größe in bekannter Weise ermittelt werden. Man ziehe zu diesem Zwecke eine zweite Gerade in einem Abstand $^2/_3 \cdot f$ parallel zur Verbindungslinie $A - B$; man konstruiere auch die Kämpferlotrechten $A - A_0$ und $B - B_0$. Wirkt dann P in einem Abstande x rechts von Gewölbescheitel, so schneidet R_a die Lotrechte $A A_0$

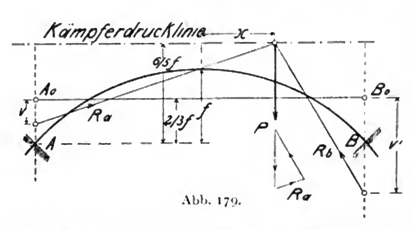


Abb. 179.

[1]) Vergl. Th. Landsberg, Beitrag zur Theorie der Gewölbe. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1901, Nr. 50.

in einem Abstande v unterhalb A_0 und B_b die Lotrechte BB_0 in einem Abstande v' unterhalb B_0. Es ist, wenn l = theoretische Spannweite zwischen den Kämpfermitten,

$$v = \frac{8}{15} f \left(\frac{l}{l + 2x} \right)$$
$$v' = \frac{8}{15} f \left(\frac{l}{l - 2x} \right)$$ [1].

Auf Grund dieser Beziehungen ermittle man für eine größere Anzahl von Laststellungen die entsprechenden Kämpferdrücke. Man teile die ganze Gewölbespannweite in eine gerade Anzahl gleicher Teile, so daß also keine Last im Scheitelpunkt angreift, ermittle die Werte v und v' und zeichne für alle Laststellungen die Kämpferdrücke. Die Größe dieser Drücke findet man auf zeichnerischem Wege durch Kräftedreiecke, welche sich an die Kämpferdrucklinie anschließen.

Über Konstruktion der Stützlinie für Eigengewicht und für Verkehrslast vergl. Beispiel 4, S. 86[2]).

Für flache, parabelähnliche Bogen lassen sich für Einzellasten leicht die drei unbekannten Reaktionen aufstellen und zu Einflußlinien zusammensetzen. Mittels dieser Einflußlinien lassen sich zunächst Kurven erzeugen, welche die Lage der Kämpferreaktion für verschiedene Laststellungen festlegen. Zur Konstruktion der Kämpferdrucklinie wird die Drucklinie für die Konstruktionslast aufgestellt, welche infolge ihrer Symmetrie nur für die eine Hälfte des Bogens eingezeichnet werden braucht. Für die Ermittlung der größten Momente und Reaktionen werden dann Einflußlinien für verschiedene Querschnitte des Bogens aufgestellt, indem für die einzelnen Querschnitte die ungünstigsten Lastarten und Laststellungen in Rechnung zu setzen sind. Da nun das Tragegewölbe in seiner ganzen Breite als Platte ausgebildet ist, so scheint die Annahme, die Lasten auf die ganze Belastungsbreite wirkend zu verteilen, noch reichliche Sicherheit zu bieten.

In solcher Art ist die aus den Abb. 144 bis 147 ersichtliche Brückenkonstruktion berechnet worden. Als Belastungen waren eingesetzt:

1. Ein Wagen von 16 t Gesamtgewicht, 4 m Achsabstand, 1,6 m Radstand, 2,6 m Ladungsbreite, 0,8 m seitlich der Brückenachse fahrend. Auf der vom Wagen nicht bedeckten Fläche soll Menschengedränge von 360 kg/m² in Betracht gezogen werden.

Oder: 2. Eine Dampfwalze von 17,5 t Dienstgewicht in der jeweils ungünstigsten Laststellung.

---

[1]) Über die graphische Konstruktion dieser Werte als vierte Proportionale zu drei gegebenen Größen vergl. auch Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Der Brückenbau, I. Band, 1904.

[2]) Ein der Landsbergschen Methode ähnliches Verfahren zur Aufzeichnung der Drucklinie eingespannter Gewölbe, ebenfalls in Übereinstimmung mit der Elastizitätstheorie, beschreibt Em. Haimovici in Beton u. Eisen 1907, IX, S. 231.

Oder: 3. 2 Achsreihen, Entfernung der Achsen 4 m. Vor und hinter einer Gruppe von 3 Achsen, deren erste ein Bruttogewicht von 6 t, jede der beiden nachfolgenden 4 t hat, befinden sich Achsen von 3 t in beliebiger Anzahl.

4. Gleichmäßig verteiltes Menschengedränge von 360 kg/m².

5. Gewicht des Eisenbetons = 2400 kg/m³ und Gewicht des Stampfbetons für die Widerlager = 2200 kg/m³. Für die Aufschüttung über der Brücke wurden unter Berücksichtigung der Pflasterung 1800 kg/m³ eingesetzt.

Die Lasten wurden auf die ganze Belastungsbreite wirkend verteilt, und zwar auf 2,6 m Breite bei Belastungsart 1 und auf 2,1 m Breite bei Belastungsart 2. Nur für die Berechnung der Widerlager kam Belastungsart 3 in Frage, für welche die ganze Brücke als Träger angenommen wurde.

Die auf S. 19 in der Pfeilerkonstruktion dargestellte Moselbrücke bei Moulins, ausgeführt in Lolat-Bauweise, weist eine größte Spannweite von 36 m bei rund 5 m Pfeilhöhe auf. Die Berechnung des Bogens erfolgte auf graphischem Wege nach der Methode Culmann-Ritter, die unter Zuhilfenahme geometrischer Beziehungen zwischen Kraft, Deformation und den aus den Abmessungen sich ergebenden Elastizitätsellipsen wesentliche Vereinfachungen bietet. Die graphische Untersuchung beruht auf der „Konstruktion der fünf Seilpolygone". Das 1. Polygon erhält man durch Belastung mittels elastischer Gewichte; aus dem 2. Polygon erhält man die Größe der senkrechten Stützendrücke; das 3 Polygon liefert die Lage der horizontalen Schwerachse der elastischen Gewichte, das 4. und 5. die Höhe des Horizontalschubes. Zum Schluß ergeben das 1. und 2. Seilpolygon den Angriffspunkt der Reaktionen.

Die Berechnung der Biegungsmomente durch Verkehrslast bei dem aus Abb. 157 ersichtlichen Brückengewölbe erfolgte nach den Formeln für parabolische Bogen ohne Gelenke und mit konstantem $J \cdot \cos \varphi$[1]. Für flache Bogen ist diese vereinfachte Rechnung wohl immer anwendbar.

Die auf S. 45 in Bild und Text vorgeführte Brücke über die Idriaschlucht wurde zunächst seitens der Bauunternehmung nach dem rechnerischen Vorgange von Castigliano für einen ungünstigen Belastungsfall untersucht. Da aber mehrere ungünstige Belastungsfälle zu berücksichtigen waren, die rechnerische Methode jedoch etwas langwierig ist, wurde zur graphischen Methode mittels Einflußlinien gegriffen, und zwar für den eingespannten Bogen nach einem vereinfachten Verfahren von Schönhöfer[2]).

[1]) Weyrauch, Die elastischen Bogenträger, München 1897.

[2]) Schönhöfer, Statische Untersuchung von Bogen- und Wölbtragwerken in Stein, Eisen, Beton oder Eisenbeton (nach den Grundsätzen der Elastizitätstheorie unter Anwendung des Verfahrens mit konstanten Bogengrößen). Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin W 66.

Über weitere Ausführungen auf dem Gebiete der Gewölbeberechnung im Eisenbetonbau vergl. die einschlägige Literatur.[1])

Es sei schließlich noch auf die Formveränderungen durch Temperatureinfluß hingewiesen, deren Kenntnis bei flachen Bogen von besonderer Wichtigkeit ist. Gewölbe in Eisenbeton zeigen geringe Abmessungen, weshalb mit einem vollkommenen Durchwärmen zu rechnen ist. Vorteilhaft ist eine genügende Aufschüttung, die temperaturausgleichend wirkt. Bei genauen Brückenuntersuchungen müssen auch die durch Temperaturänderungen hervorgerufenen Nebenspannungen ermittelt werden, wie es beispielsweise bei der Berechnung der Idriabrücke (Abb. 165) geschehen ist. Hier ergab sich durch die Temperaturänderungen ein Horizontalschub von 7150 kg, welcher in den verschiedenen Lagerfugen Momente erzeugte, die auch in Rechnung gezogen wurden. Will man sich die umständliche Berechnung der Temperatureinflüsse ersparen, so genügt es, die Grenzspannungen in entsprechender Weise herabzusetzen und besondere Einlagen immer dort anzubringen, wo die Sonnenstrahlung unmittelbar auf den Beton einwirkt.[2])

Beispiel 1:

Statische Berechnung einer Straßenbrücke mit Aufschüttung
(Abb. 180 bis 189).

Gegeben seien folgende Werte:

Spannweite $l = 19$ m;
Pfeilhöhe $f = 2{,}50$ m;
Scheitelstärke $c = 0{,}30$ m;
Kämpferstärke $d = 0{,}60$ m;
Halbmesser der unteren Leibung

$$r = \frac{l^2}{8 \cdot f} + \frac{f}{2} = \frac{19^2}{8 \cdot 2{,}5} + \frac{2{,}5}{2} = 19{,}30 \text{ m}.$$

Eigengewicht des Betons (durch Prüfung festgestellt) $\gamma = 2200$ kg/m³;
Gewicht der Hinterfüllung $g = 1600$ kg/m³;

[1]) Außer den bereits in Fußnoten angegebenen Arbeiten seien u. a. hier noch erwähnt:

Pilgrim, Theoretische Berechnung der Betoneisenkonstruktionen,
Jöhrens, Hilfsmittel für Eisenbeton-Berechnungen,
Heinzerling, Die Brücken der Gegenwart,
Nowak, Der Eisenbetonbau,
Mörsch, Berechnung von eingespannten Gewölben,
Spitzer, Berechnung der Moniergewölbe,
Kögler, Einflußlinien für beliebig gerichtete Lasten,
Handbuch für Eisenbetonbau, Band I und Band III,
Ramisch, Querschnittsermittlung doppelt armierter Betonbogen, Beton u. Eisen 1904, S, 166,
v. Thullie, Über Dimensionierung von Eisenbetonbrücken, österr. Monatsschrift f. d. öffentl. Baudienst 1905, S. 571.

[2]) Vergl. auch Schönhöfer, Bestimmung der Spannungen infolge des Einflusses von Wärmeschwankungen auf Gewölbe nach dem Verfahren mit konstanten Bogengrößen, Beton u. Eisen 1907, III, S. 79.

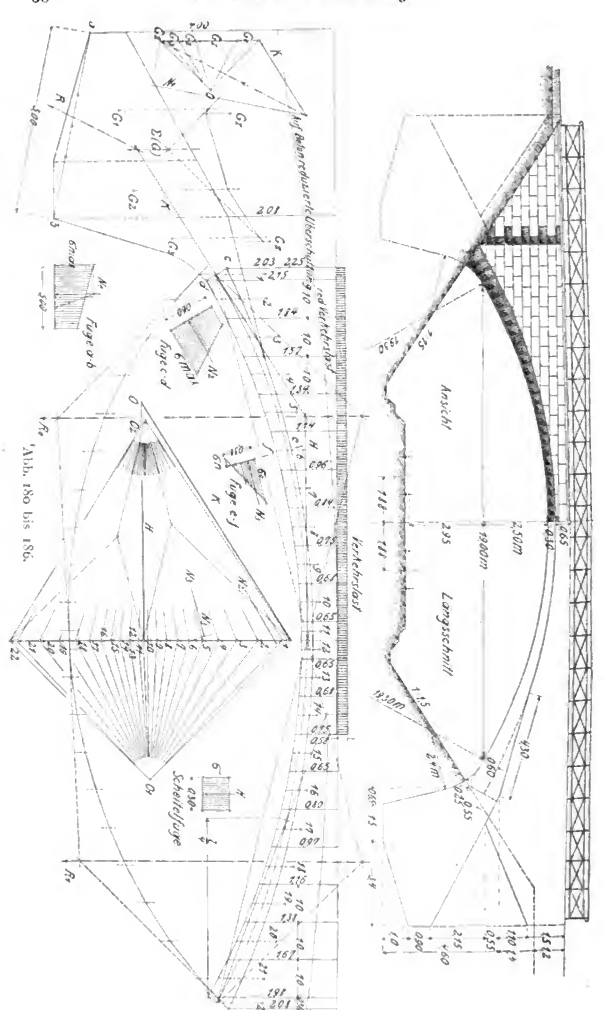


Abb. 180 bis 186.

Verkehrslast: Dampfwalze von 16,5 t Dienstgewicht;
Überschüttungshöhe 0,65 m.

I. Graphische Untersuchung des Gewölbes.

Die Verkehrslast ist als gleichmäßig verteilt angenommen. Unter Annahme einer Druckverteilung der Lasten durch die Überschüttung

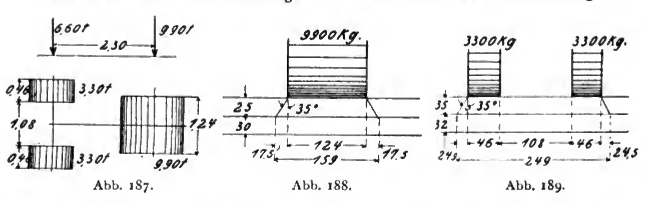


Abb. 187. Abb. 188. Abb. 189.

unter 35° gegen die Senkrechte (tg 35° = 0,70) ergeben sich nachstehende Beanspruchungen:

a) Last des großen Rades auf 1 m Gewölbebreite

$$P = \frac{9900}{1{,}24 + 2 \cdot 0{,}70 \cdot 0{,}25} = \text{rd. } 6000 \text{ kg},$$

b) Last der beiden Hinterräder auf 1 m Gewölbebreite

$$P_1 = \frac{2 \cdot 3300}{2 \cdot 0{,}46 + 1{,}08 + 2 \cdot 0{,}70 \cdot 0{,}35} = \text{rd. } 2800 \text{ kg}.$$

Mithin beträgt die Gesamtlast auf einem 1 m breiten Gewölbestreifen 6000 + 2800 = 8800 kg und somit auf 1 m²

$$p = \frac{8800}{22{,}4} = \text{rd. } 400 \text{ kg}.$$

Da nun 1 m³ Überschüttungsmasse zu 1600 kg angenommen worden ist, würde sich die für die Verkehrslast aufzutragende Höhe zu $\frac{400}{1600} = 0{,}25$ m ergeben.

Das Gewölbe ist in 19 Lamellen von je 1 m Breite und 1 m Tiefe eingeteilt worden.

Überschüttung und Verkehrslast sind auf Beton reduziert $\left(\frac{1600}{2200} = 0{,}727\right)$; die Ordinaten sind dann folgende:

0) 3,10 · 0,727 = 2,25 m	12) 0,93 · 0,727 = 0,68 m
1) 2,96 · 0,727 = 2,15 „	13) 1,03 · 0,727 = 0,75 „
2) 2,53 · 0,727 = 1,84 „	14) 0,80 · 0,727 = 0,58 „
3) 2,16 · 0,727 = 1,57 „	15) 0,90 · 0,727 = 0,65 „
4) 1,84 · 0,727 = 1,34 „	16) 1,10 · 0,727 = 0,80 „
5) 1,57 · 0,727 = 1,14 „	17) 1,33 · 0,727 = 0,97 „
6) 1,33 · 0,727 = 0,96 „	18) 1,60 · 0,727 = 1,16 „
7) 1,16 · 0,727 = 0,84 „	19) 1,90 · 0,727 = 1,38 „
8) 1,03 · 0,727 = 0,75 „	20) 2,30 · 0,727 = 1,67 „
9) 0,93 · 0,727 = 0,68 „	21) 2,73 · 0,727 = 1,98 „
10) 0,90 · 0,727 = 0,65 „	22) 2,86 · 0,727 = 2,08 „
11) 0,90 · 0,727 = 0,65 „	

Ordinaten des Widerlagers (ohne Verkehrslast):

$$2{,}81 \cdot 0{,}727 = 2{,}03 \text{ m}$$
$$2{,}86 \cdot 0{,}727 = 2{,}08 \text{ „}$$
$$5{,}50 \cdot 0{,}727 = 4{,}00 \text{ „}$$

Die Verkehrslast ist nach dem Landschen Verfahren über den Scheitel des Gewölbes hinausgestellt. Aus Gründen der Einfachheit sind im Kräfteplan nicht die Gewichte der einzelnen Lamellen, sondern nur die mittleren Höhen in vierfach verkleinertem Maßstabe aufgetragen worden. Zur Ermittlung der wirklichen Lamellengewichte würde sich infolgedessen die Multiplikation der mittleren Höhen mit dem Eigengewicht $\gamma = 2200$ kg nötig machen.

Dem Verlauf der Stützlinie entsprechend, berechnen sich die Spannungen im Gewölbe zu

a) Kämpferfuge $c-d$

$$\sigma_o = \frac{\mathfrak{N}_2}{\mathfrak{F}} = \frac{70\,400}{60 \cdot 100} = 11{,}73 \text{ kg/cm}^2 \text{ Druck}$$
$$\sigma_d = 11{,}73 \left(1 + \frac{6 \cdot 4}{60}\right) = 16{,}42 \text{ kg/cm}^2 \text{ Druck}$$
$$\sigma_z = 11{,}73 \left(1 - \frac{6 \cdot 4}{60}\right) = 7{,}04 \text{ kg/cm}^2 \text{ Druck}$$

b) Bruchfuge $e-f$

$$\sigma_o = \frac{\mathfrak{N}_3}{\mathfrak{F}} = \frac{52\,580}{38 \cdot 100} = 13{,}83 \text{ kg/cm}^2 \text{ Druck}$$
$$\sigma_d = 11{,}73 \left(1 + \frac{6 \cdot 10}{38}\right) = 35{,}68 \text{ kg/cm}^2 \text{ Druck}$$
$$\sigma_z = 13{,}83 \left(1 - \frac{6 \cdot 10}{38}\right) = -\,8{,}02 \text{ kg/cm}^2 \text{ Zug}$$

c) Scheitelfuge

$$\sigma_o = \sigma_d = \sigma_z = \frac{H}{F} = \frac{63\,726}{30 \cdot 100} = 21{,}24 \text{ kg/cm}^2 \text{ Druck.}$$

Das Gewölbe wurde auch nach der Theorie des eingespannten Bogens untersucht. Darnach ergab sich die größte Druckbeanspruchung von 41 kg/cm² bei Stellung der Dampfwalze in $l/4$ Entfernung vom Kämpfer. Die größte Zugbeanspruchung von 16,35 kg/cm² entstand oben am Kämpfer. Im Scheitel wurde die größte Zugbeanspruchung oben = 6,20 kg/cm² ermittelt. Die größte Zugbeanspruchung unten = 20,71 kg/cm² entstand in $l/4$ Entfernung vom Kämpfer.

Die Anordnung und Stärke der Armierung des Brückengewölbes ist aus Abb. 100 und 101 ersichtlich.

2. Graphische Untersuchung der Widerlager.

Ein Widerlager wird am ungünstigsten beansprucht, wenn das Gewölbe voll belastet und das Widerlager selbst unbelastet ist.

Gewichte

$$G_1 = \frac{0{,}93 + 3{,}78}{2} \cdot 3{,}40 \cdot 1{,}0 \cdot 2200 = 17\,653 \text{ kg}$$

$$G_2 = \frac{3{,}78 + 4{,}60}{2} \cdot 1{,}50 \cdot 1{,}0 \cdot 2200 = 13\,827 \text{ kg}$$

$$G_3 = \frac{4{,}6 + 1{,}25}{2} \cdot 1{,}38 \cdot 1{,}0 \cdot 2200 = 8895 \text{ kg}.$$

Gewichte der auf Beton reduzierten Überschüttung

$$G_{\mathrm{I}} = \frac{4{,}0 + 2{,}03}{2} \cdot 4{,}90 \cdot 1{,}0 \cdot 2200 = 32\,555 \text{ kg}$$

$$G_{\mathrm{II}} = \frac{2{,}03 + 1{,}66}{2} \cdot 1{,}35 \cdot 1{,}0 \cdot 2200 = 5495 \text{ kg}.$$

Kantenpressung in der gedachten Sohlfuge

$$\sigma_o = \frac{\mathfrak{R}_1}{F} = \frac{124\,000}{500 \cdot 100} = 2{,}48 \text{ kg/cm}^2 \text{ Druck}$$

$$\sigma_d = 2{,}48 \left(1 + \frac{6 \cdot 22}{500}\right) = 3{,}13 \quad ,, \quad ,,$$

$$\sigma_z = 2{,}48 \left(1 - \frac{6 \cdot 22}{500}\right) = 1{,}83 \quad ,, \quad ,,$$

Beispiel 2:

Statische Berechnung einer Straßenbrücke mit Sparöffnungen
(graphische Untersuchung).

Aus den Abb. 190 bis 195 ist die graphische Festigkeitsuntersuchung einer Eisenbetonwölbbrücke mit Sparöffnungen ersichtlich (Ausführung der Lolat-Eisenbeton-Gesellschaft, Berlin). Die Brücke hat eine Spannweite von 23 m zwischen den Kämpferfugen und eine Pfeilhöhe von 3,50 m. Die Gewölbeform ist eine Parabel, deren Ordinaten nach der bekannten Formel

$$h = \frac{4f}{l^2} \cdot x \cdot x'$$

berechnet sind. Setzt man

$$\frac{4 \cdot f}{l^2} = \frac{4 \cdot 3{,}50}{23^2} = 0{,}0264,$$

so findet man die Größe der in je 1 m Entfernung liegenden Ordinaten zu

$$0{,}0264 \cdot 1 \cdot 22 = 0{,}58 \text{ m}$$
$$0{,}0264 \cdot 2 \cdot 21 = 1{,}10 \ ,,$$
$$0{,}0264 \cdot 3 \cdot 20 = 1{,}58 \ ,, \text{ usw.}$$

Die Fahrbahnplatte ist als kontinuierlicher Träger auf mehreren Stützen aufzufassen; es treten also über den Stützwänden negative Momente auf, was durch entsprechende Anordnung der Einlagen zu berücksichtigen ist.

Die Stützwände sind 18 cm stark, können also für das lfd. m eine achsiale Druckkraft von

$$P = F \cdot \sigma = 100 \cdot 18 \cdot 20 = 36\,000 \text{ kg}$$

mit Sicherheit aufnehmen. Die durch Eigen- und Verkehrslast bedingte Druckkraft ist aber bedeutend geringer, so daß die in den Stützwänden enthaltenen Einlagen lediglich einem seitlichen Ausbiegen vorbeugen sollen.

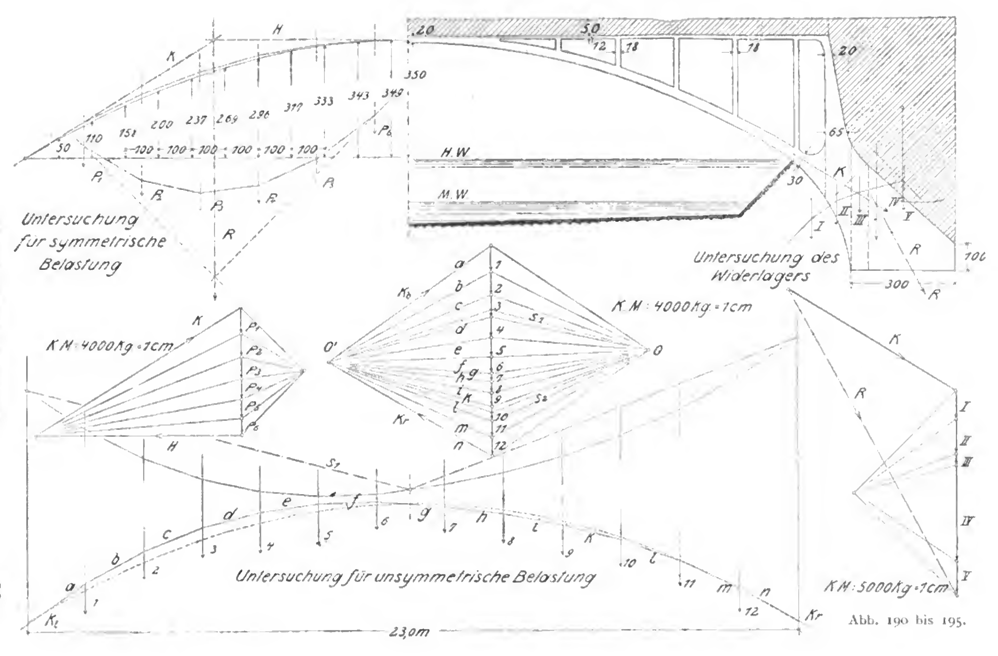


Abb. 190 bis 195.

Das Gewölbe ist zunächst für symmetrische Belastung untersucht worden. Es ergaben sich folgende Belastungswerte (Eigengewicht und 500 kg/m² Nutzlast):

$P_1 = 6300$ kg	$P_4 = 4900$ kg
$P_2 = 5600$ „	$P_5 = 4550$ „
$P_3 = 5250$ „	$P_6 = 3850$ „ .

Kämpferdruck und Horizontalschub betragen

$$K = 58\,800 \text{ kg},$$
$$H = 50\,000 \text{ kg}.$$

Die Stützlinie weicht nur wenig von der Parabelform der Bogenmittellinie ab. Die größte Exzentrizität ergab sich in rd. 6 m Entfernung vom Kämpfer. Das daselbst auftretende maximale Moment wird von den Einlagen aufgenommen.

Die für die Untersuchung auf einseitige Belastung in Betracht zu ziehenden Exzentrizitäten sind folgendermaßen ermittelt worden:

Scheitel

$$e = \frac{5}{16} \cdot \frac{0{,}20^2}{3{,}50} = 0{,}003 \text{ m} = 0{,}3 \text{ cm},$$

Kämpfer, belastet

$$e_1 = \frac{20}{30}\left[2 \cdot e + \frac{1}{8} \cdot \frac{0{,}42 \cdot 3{,}50}{0{,}50 + 0{,}14 \cdot 3{,}50}\right] = 1{,}13 \text{ cm},$$

Kämpfer, unbelastet

$$e_2 = \frac{20}{30}\left[2 \cdot e - \frac{1}{8} \cdot \frac{0{,}42 \cdot 3{,}50}{0{,}50 + 0{,}14 \cdot 3{,}50}\right] = 1{,}07 \text{ „}$$

Die in Frage kommenden Belastungswerte sind:
(links der belastete, rechts der unbelastete Teil)

1 bis 6 = P_1 bis P_6	10 = 3450 kg
7 = 2050 kg	11 = 3800 „
8 = 2750 „	12 = 4500 „
9 = 3100 „	

An der Bruchfuge (belastete Seite) wird eine Exzentrizität von rund 20 cm festgestellt. Die daselbst wirkende Kraft beträgt nach der Zeichnung = 48 000 kg.

$$M = 48\,000 \cdot 20 = 960\,000 \text{ cm/kg},$$
$$f_e = \frac{960\,000}{1000 \cdot 22} = 43{,}6 \text{ cm}^2$$
$$= 8 \text{ Rundeisen von je 27 mm Durchmesser.}$$

Die Widerlager sind ebenfalls graphisch untersucht worden. Die hier in Frage kommenden Kräfte sind folgende:

Kämpferdruck	$K = 58\,800$ kg
	I = 8 700 „
	II = 10 500 „
	III = 3 500 „
Erdauflast	IV = 28 500 „
	V = 10 000 „

Bei Nichtberücksichtigung des seitlichen Erddrucks ergibt sich
die Resultierende $R = 104\,000$ kg,
die Normalkraft $\mathfrak{N} = 90\,500$ kg
und die Exzentrizität $e =$ rd. 30 cm.

Größte Bodenpressung

$$k = \frac{90\,500}{300 \cdot 100}\left(1 + \frac{6 \cdot 30}{300}\right) = 4{,}8 \text{ kg/cm}^2.$$

Da die Gründung auf Sandsteinfelsen erfolgt, ist die erzielte Maximalbeanspruchung des Baugrundes statthaft.

Beispiel 3:

Statische Berechnung einer Straßenbrücke mit Sparöffnungen[1]

(analytische Untersuchung) (Abb. 196 bis 203).

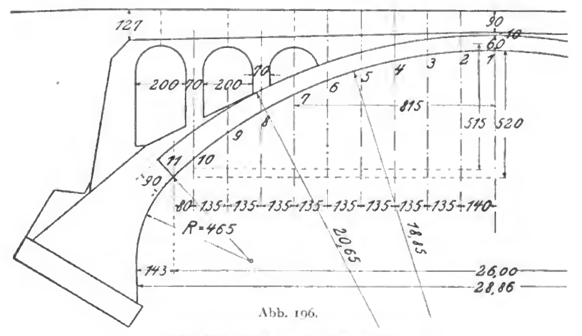


Abb. 196.

I. Berücksichtigung des Eigengewichts.

Gewicht des Betons = 2200 kg/m³

Gewicht der Überschüttung = 1600 „

Die Lamellengewichte sind folgende:

$P_1 = (0{,}70 \cdot 2{,}2 + 0{,}90 \cdot 1{,}6) \cdot 1{,}40 \cdot 0{,}5 \;\ldots\ldots = 2{,}08$ t

$P_2 = (0{,}72 \cdot 2{,}2 + 0{,}93 \cdot 1{,}6) \cdot 1{,}35 \;\ldots\ldots = 4{,}14$ „

$P_3 = (0{,}81 \cdot 2{,}2 + 0{,}98 \cdot 1{,}6) \cdot 1{,}35 \;\ldots\ldots = 4{,}54$ „

$P_4 = (1{,}02 \cdot 2{,}2 + 1{,}02 \cdot 1{,}6) \cdot 1{,}35 \;\ldots\ldots = 5{,}22$ „

$P_5 = (1{,}32 \cdot 2{,}2 + 1{,}05 \cdot 1{,}6) \cdot 1{,}35 \;\ldots\ldots = 6{,}20$ „

$$P_6 = 0{,}5 \cdot 1{,}35 \cdot \frac{1{,}52 + 1{,}76}{2} \cdot 2{,}2 + \frac{1{,}05 + 1{,}10}{2} \cdot \left(1{,}35 + \frac{1{,}35}{2}\right) \cdot 1{,}6 + \frac{1{,}02 + 0{,}42}{2} \cdot 1{,}35 \cdot 2{,}2 = 8{,}08 \text{ „}$$

[1] Brücke am Mainzer Thor, Treysa (Station 61,9 + 94 der Strecke Cassel—Frankfurt), eine Ausführung der Firma Grastorf, Hannover. Vergl. auch S. 41 u. 42.

$$P_7 = \frac{0{,}73 + 0{,}86}{2} \cdot 2{,}70 \cdot 2{,}2 \ \ldots\ldots\ldots = 4{,}70 \text{ t}$$

$$P_8 = \frac{0{,}55 + 0{,}90}{2} \cdot 0{,}70 \cdot 2{,}2 + \frac{1{,}10 + 1{,}18}{2} \cdot 2{,}7 \cdot 1{,}6$$

$$+ \frac{1{,}40 + 1{,}32}{2} \cdot 2{,}7 \cdot 2{,}2 - \frac{\pi \cdot 1^2}{4} \cdot 2 \cdot 2{,}2 \ \ldots = 10{,}63 \text{ „}$$

$$P_9 = \frac{0{,}86 + 1{,}42}{2} \cdot 2{,}70 \cdot 2{,}2 \ \ldots\ldots\ldots = 6{,}75 \text{ „}$$

$$P_{10} = \frac{1{,}90 + 2{,}25}{2} \cdot 0{,}70 \cdot 2{,}2 + \frac{1{,}13 + 1{,}25}{2} \cdot 2{,}70 \cdot 1{,}6$$

$$+ \frac{1{,}32 + 1{,}28}{2} \cdot 2{,}70 \cdot 2{,}2 - \frac{\pi \cdot 1^2}{4} \cdot 2 \cdot 2{,}2 \ \ldots = 12{,}69 \text{ „}$$

$$P_{11} = \frac{1{,}42 + 1{,}80}{2} \cdot 0{,}80 \cdot 2{,}2 \ \ldots\ldots\ldots = 2{,}83 \text{ „}$$

Die Auflagerdrücke vom Eigengewicht betragen $A = B = 67{,}86$ t.

a) Ermittlung der H-Linie.

$$i = i_m = \frac{15}{16} \cdot \frac{\left(\frac{0{,}60 + 0{,}90}{2}\right)^2}{5{,}15^2} = 0{,}02,$$

$$H = \frac{15}{4} \cdot 1 \, \frac{(l-u)^2 \cdot u^2}{26^3 \cdot 5{,}15\,(1 + 0{,}02)} = \frac{3}{74\,000}\,(l-u)^2 \cdot u^2,$$

11) $u = 0,\quad H = 0$

10) $u = 0{,}80,\quad H = \frac{3}{74\,000}\,(26 - 0{,}80)^2 \cdot 0{,}80^2 = 0{,}017$

9) $u = 2{,}15,\quad H = \frac{3}{74\,000}\,(26 - 2{,}15)^2 \cdot 2{,}15^2 = 0{,}106$

8) $u = 3{,}50,\quad H = \frac{3}{74\,000}\,(26 - 3{,}50)^2 \cdot 3{,}50^2 = 0{,}250$

usw. (vergl. Abb. 197).

Der Horizontalschub vom Eigengewicht berechnet sich demnach zu

10) $0{,}017 \cdot 12{,}69 = 0{,}215$ t
9) $0{,}106 \cdot 6{,}75 = 0{,}715$ „
8) $0{,}25 \cdot 10{,}63 = 2{,}660$ „
7) $0{,}427 \cdot 4{,}70 = 2{,}020$ „
6) $0{,}61 \cdot 8{,}08 = 4{,}930$ „
5) $0{,}785 \cdot 6{,}20 = 4{,}860$ „
4) $0{,}938 \cdot 5{,}22 = 4{,}900$ „
3) $1{,}06 \cdot 4{,}54 = 4{,}800$ „
2) $1{,}13 \cdot 4{,}14 = 4{,}670$ „
1) $1{,}16 \cdot 2{,}08 = 2{,}420$ „

zusammen 32,190 t.

$H = 2 \cdot 32{,}190 =$ **64,40 t.**

b) Ermittlung der *A*-Linie.

Die Ordinaten der *A*-Linie erhält man nach der Formel

$$A = 1 \cdot \frac{(l-u)^2\,(l+2u)}{26^3} = \frac{(l-u)^2\,(l+2u)}{17550}.$$

11) $u = 0,\qquad A = 1$

10) $u = 0{,}80,\qquad A = \frac{1}{17\,550}\,(26 - 0{,}80)^2\,(26 + 2\cdot 0{,}80) = 0{,}995$

9) $u = 2{,}15,\qquad A = \frac{1}{17\,550}\,(26 - 2{,}15)^2\,(26 + 2\cdot 2{,}15) = 0{,}982$

usw. (vergl. Abb. 197).

c) Ermittlung der M_a-Linie.

Die Ordinaten der M_a-Linie erhält man nach der Formel

$$M_a = -1 \cdot \frac{u\,(l-u)^2}{26^3}\left(26 - \frac{5u}{2\,(1+0{,}02)}\right)$$
$$= -\frac{u\,(l-u)^2}{17\,550}\left(26 - \frac{u}{0{,}41}\right)$$

11) $u = 0,\qquad M_a = 0$

10) $u = 0{,}80,\qquad M_a = -\frac{0{,}80\,(26-0{,}80)^2}{17\,550}\left(26 - \frac{0{,}80}{0{,}41}\right) = -0{,}695$

9) $u = 2{,}15,\qquad M_a = -\frac{2{,}15\,(26-2{,}15)^2}{17\,550}\left(26 - \frac{2{,}15}{0{,}41}\right) = -1{,}44$

8) $u = 3{,}50,\qquad M_a = -\frac{3{,}50\,(26-3{,}50)^2}{17\,550}\left(26 - \frac{3{,}50}{0{,}41}\right) = -1{,}76$

usw. (vergl. Abb. 197).

Das Kämpfermoment für Eigengewicht berechnet sich demnach zu

10)	— 0,695	· 12,69	= —	8,82	mt
9)	— 1,44	· 6,75	= —	9,72	„
8)	— 1,76	· 10,63	= —	18,70	„
7)	— 1,76	· 4,70	= —	8,28	„
6)	— 1,50	· 8,08	= —	12,10	„
5)	— 1,14	· 6,20	= —	7,08	„
4)	— 0,62	· 5,22	= —	3,24	„
3)	— 0,116	· 4,54	= —	0,53	„
			zusammen —	68,47	mt.

2)	+ 0,315	· 4,14	= +	1,31	mt
1)	+ 0,73	· 4,16	= +	3,03	„
2)	+ 1,02	· 4,14	= +	4,23	„
3)	+ 1,19	· 4,54	= +	5,40	„
4)	+ 1,24	· 5,22	= +	6,49	„
5)	+ 1,15	· 6,20	= +	7,12	„
6)	+ 0,97	· 8,08	= +	7,85	„
7)	+ 0,725	· 4,70	= +	3,40	„
8)	+ 0,455	· 10,63	= +	4,83	„
9)	+ 0,205	· 6,75	= +	1,39	„
10)	+ 0,031	· 12,69	= +	0,39	„
			zusammen +	45,44	mt.

$M_a = -68{,}47 + 45{,}44 = -$ **23,03 mt.**

Für sämtliche übrigen Schnitte sind die Ordinaten ausgerechnet nach den Formeln

$$M_l = A\cdot x - H\cdot y - M_a$$
$$M_r = A\cdot x - H\cdot y - P\,(x-u).$$

Als Beispiel sei die Rechnung für die Scheitelfuge durchgeführt.

d) Ermittlung der M_0-Linie.

Die Ordinaten der M_0-Linie erhält man nach den Formeln

$$M_r = A \cdot 13{,}0 - H \cdot 5{,}15 - M_a - (13 - u)$$

11) $M_0 = 0$
10) $M_0 = 0{,}995 \cdot 13 - 0{,}017 \cdot 5{,}15 - 0{,}695 - (13 - 0{,}80) = -0{,}033$
9) $M_0 = 0{,}982 \cdot 13 - 0{,}106 \cdot 5{,}15 - 1{,}44 - (13 - 2{,}15) = -0{,}087$
8) $M_0 = 0{,}95 \cdot 13 - 0{,}25 \cdot 5{,}15 - 1{,}76 - (13 - 3{,}50) = -0{,}20$
7) $M_0 = 0{,}91 \cdot 13 - 0{,}427 \cdot 5{,}15 - 1{,}76 - (13 - 4{,}85) = -0{,}31$
6) $M_0 = 0{,}86 \cdot 13 - 0{,}61 \cdot 5{,}15 - 1{,}50 - (13 - 6{,}20) = -0{,}20$
5) $M_0 = 0{,}80 \cdot 13 - 0{,}785 \cdot 5{,}15 - 1{,}14 - (13 - 7{,}55) = -0{,}22$
4) $M_0 = 0{,}73 \cdot 13 - 0{,}738 \cdot 5{,}15 - 0{,}62 - (13 - 8{,}90) = -0{,}06$
3) $M_0 = 0{,}66 \cdot 13 - 1{,}06 \cdot 5{,}15 - 0{,}116 - (13 - 10{,}25) = +0{,}234$
2) $M_0 = 0{,}58 \cdot 13 - 1{,}13 \cdot 5{,}15 - 0{,}315 - (13 - 11{,}60) = +0{,}615$
1) $M_0 = 0{,}50 \cdot 13 - 1{,}16 \cdot 5{,}15 - 0{,}73 - (13 - 13) = +1{,}26$

Multipliziert man diese Ordinaten mit den entsprechenden Lamellengewichten, so erhält man das Biegungsmoment im Scheitel vom Eigengewicht, wie folgt:

10) $-0{,}033 \cdot 12{,}69 = -0{,}42$ mt
9) $-0{,}087 \cdot 6{,}75 = -0{,}59$ „
8) $-0{,}20 \cdot 10{,}63 = -2{,}12$ „
7) $-0{,}31 \cdot 4{,}70 = -1{,}46$ „
6) $-0{,}29 \cdot 8{,}08 = -2{,}34$ „
5) $-0{,}22 \cdot 6{,}20 = -1{,}36$ „
4) $-0{,}06 \cdot 5{,}22 = -0{,}31$ „

zusammen $-8{,}60$ mt

3) $+0{,}234 \cdot 4{,}54 = +1{,}06$ mt
2) $+0{,}615 \cdot 4{,}14 = +2{,}54$ „
1) $+1{,}26 \cdot 2{,}08 = +2{,}63$ „

zusammen $+6{,}23$ mt

$$M = 2\,(6{,}23 - 8{,}60) = -\mathbf{4{,}74\ mt.}$$

2. Berücksichtigung der Verkehrslast. Berechnung der Beton- und Eisenspannungen.

Als Belastung ist eine Lokomobile von 7 t Gewicht angenommen, sowie Menschengedränge von $p = 500$ kg/m² an denjenigen Stellen des Gewölbes, welche nicht von der Lokomobile belastet sind.

$$P = \frac{3{,}5}{1{,}4} = 2{,}5 \text{ t.}$$

a) Untersuchung der Kämpferfuge.

1. Biegungsmoment vom Eigengewicht . $= -23{,}03$ mt
2. Moment von der Lokomobile (eine Last in 6, eine Last zwischen 8 und 9)

$-2{,}5 \cdot 1{,}50$ . . . . . . $= -3{,}75$ „

$-2{,}5 \cdot \frac{2{,}4}{2{,}7} \cdot 1{,}76$ . . . . $= -3{,}92$ „

$-2{,}5 \cdot \frac{0{,}3}{2{,}7} \cdot 0{,}695$ . . . $= -0{,}19$ „

3. Moment von Menschengedränge

$-(0{,}695 + 1{,}44 + 1{,}14 + 0{,}62 + 0{,}116) \cdot 0{,}5 = -2{,}00$ „

zusammen $= -32{,}89 \sim 32{,}9$ mt.

Breite der Kämpferfuge $d = 90$ cm.

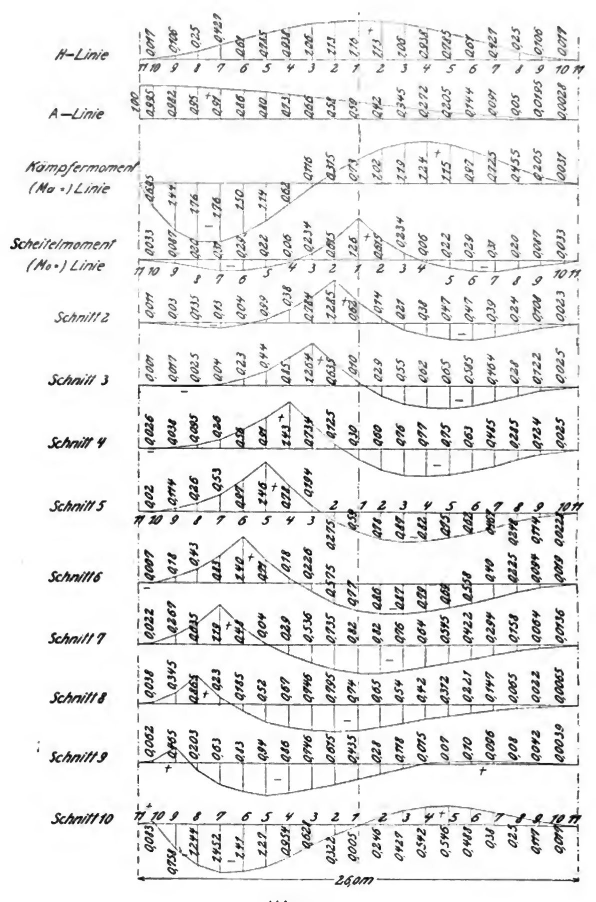

H-Linie
A-Linie
Kämpfermoment
(Ma -) Linie
Scheitelmoment
(Mo -) Linie
Schnitt 2
Schnitt 3
Schnitt 4
Schnitt 5
Schnitt 6
Schnitt 7
Schnitt 8
Schnitt 9
Schnitt 10
26,0 m

Abb. 197.

Die Eisenarmierung ist eine doppelte

f_e (oben) = 12 R.-E. 20 mm = 37,68 cm²
f_e' (unten) = 5 R.-E. 12 mm = 5,65 cm²
zusammen = 43,33 cm².

$$x^2 + \frac{2n \cdot x}{b}(f_e + f_e') = \frac{2 \cdot n}{b}(f_e \cdot h' + f_e' \cdot a')^{1)}$$

$$x = -\frac{p}{2} \pm \sqrt{\frac{p^2}{4} + q}$$

$$p = \frac{2 \cdot 15}{100} \cdot 43{,}33 = 13$$

$$q = \frac{2 \cdot 15}{100}(37{,}68 \cdot 87 + 5{,}65 \cdot 3) = 990$$

$$x = -\frac{13}{2} \pm \sqrt{\frac{13^2}{4} + 990} = 25{,}6 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot 3\,290\,000 \cdot 25{,}6}{25{,}6^2 \cdot 100\,(3 \cdot 87 - 25{,}6) + 6 \cdot 15 \cdot 5{,}65\,(25{,}6 - 3)(87 - 3)} = 31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e \text{ (Zug)} = \frac{31 \cdot 15\,(87 - 25{,}6)}{25{,}6} = 1120 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e' \text{(Druck)} = \frac{31 \cdot 15\,(25{,}6 - 3)}{25{,}6} = 411 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Horizontalschub hierzu beträgt:

1. vom Eigengewicht	=	64,40 t
2. von der Lokomobile $2{,}5 \cdot 0{,}61$	=	1,53 „
$2{,}5 \cdot \frac{2{,}4}{2{,}7} \cdot 0{,}25$ . . .	=	0,56 „
$2{,}5 \cdot \frac{0{,}3}{2{,}7} \cdot 0{,}017$ . . .	= ∼	0 „
3. vom Menschengedränge $(0{,}017 + 0{,}106 + 0{,}785 + 0{,}938 + 1{,}06) \cdot 0{,}5$	=	1,45 „
zusammen		67,94 t.

Die Auflagerdrücke betragen:

1. vom Eigengewicht	=	67,86 t
2. von der Lokomobile $2{,}5 \cdot 0{,}86$	=	2,15 „
$2{,}5 \cdot \frac{2{,}4}{2{,}7} \cdot 0{,}95$ . . .	=	2,12 „
$2{,}5 \cdot \frac{0{,}3}{2{,}7} \cdot 0{,}995$ . . .	=	0,28 „
3. vom Menschengedränge $(0{,}995 + 0{,}982 + 0{,}80 + 0{,}73 + 0{,}66) \cdot 0{,}5$	=	2,08 „
zusammen		74,49 t.

[1]) Vergl. Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil I, 4. Aufl., S. 115.

Die Normalkraft beträgt demnach

$$\mathfrak{N} = \sqrt{67{,}94^2 + 74{,}49^2} = 103 \text{ t}$$

$$\sigma_b = \frac{103\,000}{90 \cdot 100 + 15 \cdot 43{,}33} = 10{,}7 \text{ kg/cm}^2$$

hierzu von Biegung . . . . $= 31$ „

zusammen $\boldsymbol{\sigma_b = 41{,}7}$ **kg/cm²**

$$\sigma_e \text{ (Zug)} = 1120 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e \text{ (Druck)} = 15 \cdot 10{,}7 = 160 \text{ „}$$

bleibt $\boldsymbol{\sigma_e = 960}$ **kg/cm²**

b) Untersuchung der Fuge in Schnitt 8.

Das Biegungsmoment vom Eigengewicht erhält man wieder durch Multiplikation der Ordinaten der Einflußlinien mit den Lamellengewichten:

10) $+ 0{,}038 \cdot 12{,}69 = + 0{,}483$ mt
9) $+ 0{,}345 \cdot 6{,}75 = + 2{,}330$ „
8) $+ 0{,}865 \cdot 10{,}63 = + 9{,}200$ „
7) $+ 0{,}33 \cdot 4{,}70 = + 1{,}080$ „

zusammen 13,093 mt.

6) $- 0{,}185 \cdot 8{,}08 = 1{,}495$ mt
5) $- 0{,}52 \cdot 6{,}20 = 3{,}220$ „
4) $- 0{,}67 \cdot 5{,}22 = 3{,}500$ „
3) $- 0{,}746 \cdot 4{,}54 = 3{,}380$ „
2) $- 0{,}795 \cdot 4{,}14 = 3{,}290$ „
1) $- 0{,}74 \cdot 4{,}16 = 3{,}080$ „
2) $- 0{,}65 \cdot 4{,}14 = 2{,}690$ „
3) $- 0{,}54 \cdot 4{,}54 = 2{,}460$ „
4) $- 0{,}42 \cdot 5{,}22 = 2{,}190$ „
5) $- 0{,}312 \cdot 6{,}20 = 1{,}930$ „
6) $- 0{,}221 \cdot 8{,}08 = 1{,}780$ „
7) $- 0{,}147 \cdot 4{,}70 = 0{,}692$ „
8) $- 0{,}065 \cdot 10{,}63 = 0{,}692$ „
9) $- 0{,}022 \cdot 6{,}75 = 0{,}149$ „
10) $- 0{,}0065 \cdot 12{,}69 = 0{,}083$ „

zusammen — 30,631 mt.

$M_8 = 13{,}093 - 30{,}631$ . . . . $= - 17{,}54$ mt.

Von der Lokomobile (1 Last im Scheitel, 1 Last zwischen 3 und 4) $- 2{,}5 \cdot 0{,}74 \cdot 2$ . . . . $= - 3{,}70$ „

Vom Menschengedränge (Belastung von 6 über den Scheitel bis Kämpfer) $- (0{,}185 + 0{,}52 + 0{,}67 + 0{,}65 + 0{,}54 + 0{,}42 + 0{,}312 + 0{,}221 + 0{,}147 + 0{,}065 + 0{,}022 + 0{,}0065) \cdot 0{,}5$ $= - 1{,}88$ „

zusammen — 23,12 mt.

Breite der Fuge $d = 77$ cm.

Die Armierung ist die gleiche wie im Kämpfer; man ermittelt, wie zuvor

$$x = 23{,}2 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 29{,}2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e \text{ (Zug)} = 930 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Horizontalschub hierzu beträgt

1. vom Eigengewicht . . . . 64,40 t
2. von der Lokomobile 2,5 · 1,16 . . . . 2,90 „
   2,5 · 1,04 . . . . 2,60 „
3. vom Menschengedränge (0,61 + 0,785 + 0,938 + 1,13 + 1,16 + 1,13 + 1,06 + 0,938 + 0,785 + 0,61 + 0,427 + 0,25 + 0,106 + 0,017) · 0,5 . . . . = 3,83 „

zusammen = 73,73 t.

Der Auflagerdruck beträgt

1. vom Eigengewicht (Lamelle 1 bis 8)
   67,86 — (2,83 + 12,69 + 6,75) . . . . . = 45,59 t
2. von der Lokomobile 2,5 (0,5 + 0,68) . . . . . . = 2,95 „
3. vom Menschengedränge (0,86 + 0,80 + 0,73 + 0,42 + 0,345 + 0,272 + 0,205 + 0,144 + 0,091 + 0,05 + 0,0195 + 0,028) · 0,5 . . . . = 1,97 „

zusammen 50,50 t.

Die Normalkraft beträgt demnach

$$\mathfrak{N} = \sqrt{73{,}73^2 + 50{,}50^2} = 89{,}90 \text{ t}$$

$$\sigma_b = \frac{8\,990\,000}{77 \cdot 100 + 15 \cdot 43{,}33} = 10{,}8 \text{ kg/cm}^2.$$

Hierzu von Biegung . . . . 29,2 „

zusammen **40 kg/cm²**.

σ_e (Zug) . . . . . . = 930 kg/cm²

σ_e (Druck) = 15 · 10,8 = 162 „

bleibt σ_e = **768 kg/cm²**.

c) Untersuchung der Fuge im Schnitt 4.

Moment vom Eigengewicht

10)	— 0,026 · 12,69 =	— 0,33 mt	9)	0,038 · 6,75 =	0,257 mt
1)	— 0,30 · 4,16 =	— 1,250 „	8)	0,095 . 10,63 =	1,010 „
2)	— 0,60 · 4,14 =	— 2,480 „	7)	0,26 · 4,70 =	1,220 „
3)	— 0,76 · 4,54 =	— 3,450 „	6)	0,56 · 8,08 =	4,525 „
4)	— 0,77 · 5,22 =	— 4,020 „	5)	0,91 · 6,20 =	5,640 „
5)	— 0,75 · 6,20 =	— 4,660 „	4)	1,43 · 5,22 =	7,480 „
6)	— 0,63 · 8,08 =	— 5,090 „	3)	0,734 · 4,54 =	3,300 „
7)	— 0,485 · 4,70 =	— 2,280 „	2)	0,125 · 4,14 =	0,518 „
8)	— 0,285 · 10,63 =	— 3,030 „		zusammen	+ 23,95 mt.
9)	— 0,124 · 6,75 =	— 0,838 „			
10)	— 0,025 · 12,69 =	— 0,318 „			
	zusammen	— 27,746 mt.			

M_4 = 23,95 — 27,746 . . . . = — 3,80 mt

Moment von der Lokomobile (1 Last in 3, 1 Last zwischen 5 und 6) — 2,5 (0,76 + 0,72) . . . . = — 3,70 „

Moment vom Menschengedränge (Belastung vom Scheitel bis Kämpfer) (— 0,20 + 0,60 + 0,63 + 0,485 + 0,285 + 0,124 + 0,025) · 0,5 . . . . = — 1,22 „

zusammen — 8,72 mt.

Breite der Fuge $d = 65$ cm.

Die Eisenarmierung ist wiederum eine doppelte

f_e (oben) = 5 R.-E. 20 mm = 15,71 cm²

f_e' (unten) = 5 R.-E. 12 mm = 5,65 cm²

zusammen = 21,36 cm²

Man ermittelt in bekannter Weise

$x = 14{,}3$ cm

$\sigma_b = 19{,}5$ kg/cm²

σ_e (Zug) = 975 kg/cm²

Der Horizontalschub hierzu beträgt

1. vom Eigengewicht . . . . 64,40 t
2. von der Lokomobile 2,5 (1,06 + 0,74) . . . . . = 4,50 „
3. vom Menschengedränge . . . . 1,85 „

zusammen 70,75 t.

Der Auflagerdruck beträgt

1. vom Eigengewicht (Lamelle 1 bis 4) . . . . 15,98 t
2. von der Lokomobile 2,5 (0,545 + 0,195) . . . . . . 1,35 „
3. vom Menschengedränge . . . . 0,30 „

zusammen 17,63 t

Normalkraft $\mathfrak{N} = \sqrt{70{,}75^2 + 17{,}63^2} = 73$ t.

$$\sigma_b = \frac{73\,000}{65 \cdot 100 + 15 \cdot 21{,}36} = 10{,}7 \text{ kg/cm}^2$$

hinzu von Biegung = 19,5 „

$\sigma_b =$ **30,2 kg/cm²**.

σ_e (Zug) = 975 kg/cm²

σ_e' (Druck) = $15 \cdot 10{,}7 = 160$ „

bleibt $\sigma_e =$ **815 kg/cm²**

d) Untersuchung der Scheitelfuge.

Das größte negative Moment beträgt

1. vom Eigengewicht . . . . = — 4,74 mt
2. von der Lokomobile (1 Last in 6, 1 Last zwischen 8 und 10) — $2{,}5 \cdot 0{,}29$ . . . . = — 0,725 „

$- 2{,}5 \cdot \frac{2{,}4}{2{,}7} \cdot 0{,}20$ . . = — 0,445 „

$- 2{,}5 \cdot \frac{0{,}3}{2{,}7} \cdot 0{,}033$ . . = ∾ 0 „

3. vom Menschengedränge (Belastung vom Kämpfer bis Schnitt 4 auf beiden Seiten des Scheitels) $0{,}033 + 0{,}067 + 0{,}22 + 0{,}02) \cdot 0{,}5$ = — 0,20 „

$(0{,}06 + 0{,}22 + 0{,}23 + 0{,}31 + 0{,}20 + 0{,}037 + 0{,}033) \cdot 0{,}5$ = — 0,60 „

zusammen — 6,71 mt.

Scheitelstkärke $d = 60$ cm.

Armierung wie zuvor

f_e (oben) = 5 R.-E. 20 mm = 15,71 cm²

f_e' (unten) = 5 R.-E. 12 mm = 5,65 „

Man ermittelt in bekannter Weise

$$x = 13{,}65 \text{ cm}$$
$$\sigma_b = 17{,}1 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_e \text{ (Zug)} = 815 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Horizontalschub hierzu beträgt

1. vom Eigengewicht . . . . = 64,40 mt
2. von der Lokomobile $2{,}5 \cdot 0{,}61$ . . . . . . = 1,53 „

$$2{,}5 \cdot \frac{2{,}4}{2{,}7} \cdot 0{,}25 \ldots = 0{,}02 \text{ „}$$

$$2{,}5 \cdot \frac{0{,}3}{2{,}7} \cdot 0{,}017 \ldots = \sim 0 \text{ „}$$

3. vom Menschengedränge . . . . 0,91 „

1,37 „

zusammen 68,23 mt.

(Fortsetzung auf nächster Seite.)

Im folgenden sei das Ergebnis der Gewölbeuntersuchung tabellarisch zusammengestellt.

Fuge		Kämpfer	Schnitt 8	Schnitt 4	Scheitel
Biegungsmoment in mt	E	— 23,03	— 17,54	— 3,80	— 4,74
	L	— 7,86	— 3,70	— 3,70	— 1,17
	M	— 2,00	— 1,88	— 1,22	— 0,80
		— 32,89	— 23,12	— 8,72	— 6,71
Horizontalschub in t	E	64,40	64,40	64,40	64,40
	L	2,09	5,50	4,50	1,55
	M	1,45	3,83	1,85	2,28
		67,94	73,73	70,75	68,23
Auflagerdruck in t	E	67,86	45,59	15,98	
	L	4,55	2,95	1,35	
	M	2,08	1,96	0,30	
		74,49	50,50	17,63	
Normalkraft in t . . .		103	89,90	73	68,23
Eiseneinlage in cm²	oben f_e	12 R.-E. 20 mm		5 R.-E. 20 mm	
	unten f_e'	5 R.-E. 12 mm		5 R.-E. 12 mm	
Fugenstärke in cm . .		90	77	65	60
Max. Spannung in kg/cm²	Beton σ_b	41,7	40	30,2	27,9
	Eisen σ_e	960	768	815	653

Es bedeutet E = Beitrag vom Eigengewicht, L = Beitrag von der Lokomobile, M = Beitrag vom Menschengedränge.

$$\sigma_b = \frac{68\,230}{60 \cdot 100 + 15 \cdot 21{,}36} = 10{,}8 \text{ kg/cm}^2$$

hierzu von Biegung . . . . $= 17{,}1$ „

zusammen $\sigma_b = \mathbf{27{,}9}$ **kg/cm²**.

σ_e (Zug) . . . . . . $= 815$ kg/cm²

σ_e (Druck) $= 15 \cdot 10{,}8 = 162$ „

bleibt $\sigma_e = \mathbf{653}$ **kg/cm²**.

Das größte positive Moment beträgt

1. vom Eigengewicht . . . . $= - 4{,}74$ mt
2. von der Lokomobile (1 Last im Scheitel, 1 Last zwischen 3 und 4) $= 2{,}5\,(1{,}26 + 0{,}16) = + 3{,}55$ „
3. vom Menschengedränge $0{,}5\,(0{,}615 + 0{,}234) = + 0{,}42$ „

zusammen $+ 397 - 4{,}74 = - 0{,}77$ mt.

Es entsteht also kein positives Biegungsmoment.

3. Untersuchung des Widerlagers.

Die hier in Frage kommenden Kräfte sind folgende:

Lamellengewichte des Entlastungsbogens

$1 = 1{,}22 \cdot 0{,}20 \cdot 1{,}6 + 0{,}30 \cdot 0{,}2 \cdot 2{,}2 = 0{,}522$ t

$2 = 1{,}23 \cdot 0{,}20 \cdot 1{,}6 + 0{,}34 \cdot 0{,}2 \cdot 2{,}2 = 0{,}543$ „

$3 = 1{,}24 \cdot 0{,}20 \cdot 1{,}6 + 0{,}43 \cdot 0{,}2 \cdot 2{,}2 = 0{,}587$ „

$4 = 1{,}25 \cdot 0{,}20 \cdot 1{,}6 + 0{,}57 \cdot 0{,}2 \cdot 2{,}2 = 0{,}650$ „

$5 = 1{,}26 \cdot 0{,}20 \cdot 1{,}6 + 0{,}92 \cdot 0{,}2 \cdot 2{,}2 = 0{,}763$ „

Der Kämpferdruck des Entlastungsbogens berechnet sich hieraus zu $K' = 4{,}32$ t.

Die Normalkraft in der Kämpferfuge des Gewölbes beträgt 103 t. Das größte Biegungsmoment im Kämpfer beträgt $-$ 32,90 mt. Die Exzentrizität, nach unten gemessen, ergibt sich also zu

$$\frac{32{,}90}{103} = 0{,}23 \text{ m.}$$

Der Erddruck beträgt nach Zeichnung

$$E = \frac{0{,}85 + 3{,}08}{2} \cdot 4{,}9 \cdot 1{,}6 = 15{,}4 \text{ t.}$$

Die sonstigen Gewichte sind

$$G_{\text{I}} = \frac{1{,}88 \cdot 1{,}1}{2} \cdot 1{,}6 = 1{,}65 \text{ t}$$

$$G_{\text{II}} = \frac{6{,}04 \cdot 2{,}05}{2} \cdot 2{,}2 = 14{,}29 \text{ t}$$

$$G_{\text{III}} = \frac{3{,}52 \cdot 1{,}42}{2} \cdot 2{,}2 = 5{,}5 \text{ t}$$

$$G_{\text{IV}} = \frac{4{,}1 + 2{,}9}{2} \cdot 2{,}2 \cdot 0{,}3 = 2{,}31 \text{ t}$$

$$G_{\text{V}} = \frac{5{,}95 \cdot 4{,}32}{2} \cdot 2{,}2 = 28{,}27 \text{ t}$$

$$G_{VI} = 5{,}5 \cdot 1{,}0 \cdot 2{,}2 = 12{,}1 \text{ t}$$

$$G_{VII} = \frac{3{,}16 \cdot 1{,}15}{2} \cdot 2{,}2 = 4{,}0 \text{ t}$$

Die graphisch ermittelte Resultante aller dieser Kräfte ergibt eine für die Fuge *e—f* maßgebliche Normalkraft von $\mathfrak{N}_3 = 161{,}3$ kg.

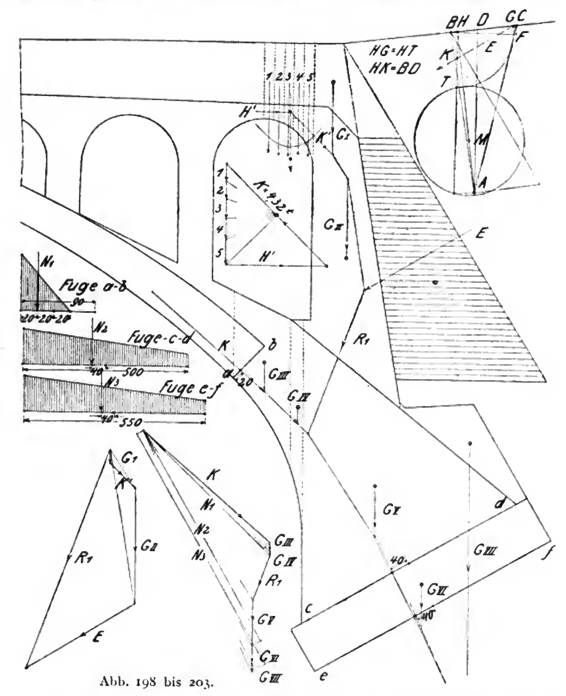


Abb. 198 bis 203.

Die Exzentrizität ist zu $e = 40$ cm ermittelt worden. Demnach sind die Beanspruchungen des Baugrundes in der 5,50 m breiten Fuge *e—f*.

$$\sigma_{max} = \frac{161\,300}{55\,000}\left(1 + \frac{6 \cdot 40}{550}\right) = \mathbf{4{,}32\ kg/cm^2}$$

$$\sigma_{min} = \frac{161\,300}{55\,000}\left(1 - \frac{6 \cdot 40}{550}\right) = 1{,}65 \text{ kg/cm}^2.$$

Zum Schluß sei darauf hingewiesen, daß die ermittelten Materialbeanspruchungen niemals auftreten werden, weil sich die Last der Lokomobile sowohl in Quer-, wie auch in Längsrichtung nach unten verteilt und so eine größere Strecke des Brückengewölbes zur gleichen Zeit belastet.

Es ist ein Beton von 260 kg/cm² Festigkeit verwandt worden (vergl. S. 42).

III. Rippengewölbe und Einzelbogen.

Brücken mit oben liegender Fahrbahn (Bauweise Hennebique).

Bei kleineren Spannweiten genügen bogenförmige Rippen mit ebenem Rücken. Ist die Fahrbahnbreite eine verhältnismäßig geringe, so kann man gegebenenfalls gemäß Abb. 216 mit nur zwei Rippen auskommen. Die Fahrbahn kann dann oben liegen, wie genannte Abbildung zeigt; sie kann aber auch gemäß Abb. 218 versenkt angeordnet sein. Sind zwei oder drei Rippen vorhanden, so ist eine größere Fahrbahnbreite durch Einschaltung von Querträgern gemäß Abb. 214 zu ermöglichen.

Ist die Platte nicht eben, sondern gewölbt, so muß eine Aufschüttung nach früher angegebenen Regeln erfolgen. Die äußeren Rippen können in ihrer Fortsetzung die Stirnmauern bilden und gleichzeitig zum Aufstampfen der Brüstung dienen (Abb. 232). Die Rippen werden in die Widerlager eingelassen, wo in der Regel eine Eisenbetonplatte von angemessener Dicke für die gleichmäßige Verteilung der Last aufgelegt ist.

Bei größeren Spannweiten würden sich Formgebungen nach Abb. 25 bis 28 empfehlen. Doch sind derartige Brückentypen bisher nur vereinzelt ausgeführt worden (Brücke über die Bormida bei Millesimo, Genua und über die Vienne bei Châtellerault, beide mit etwa 50 m Spannweite und $^1/_{10}$ Pfeilhöhe). Wirtschaftlicher ist wohl eine Zerlegung des Gewölbes in zwei oder mehrere Einzelbogen, wie es beispielsweise die Abb. 230 zeigt. Die Grundformen solcher Brückentypen sind aus den Abb. 23, 24 und 29 bis 32 ersichtlich. Fahrbahntafel und Bogengewölbe treffen im Brückenscheitel zusammen. Im übrigen erfolgt die Übertragung der Fahrbahnlast auf die Bogen durch armierte Pfeiler. Wie bei diesen, so muß auch bei den Einzelbogen auf ausreichende Armierung gesehen werden. Man ordne dieselbe nicht nur am Umfang entlang, sondern auch in diagonaler Richtung an. Wirtschaftliche Vorteile würden sich durch Anwendung des spiralumschnürten Betons ergeben; jedenfalls könnte man bei Zuhilfenahme desselbe noch höhere Spannungen im Gewölbe zulassen (70 bis 80 kg/cm²).

In den Abb. 204 bis 207 ist die Konstruktion einer aus drei Rippengewölben von je 13 m Spannweite zusammengesetzten Brücke gekennzeichnet (Brücke über die Echez in Tarbes, Hochpyrenäen). Jedes Gewölbe besteht aus zwei Bogenrippen mit $^1/_{10}$ Pfeilhöhe. Die Fahrbahndecke hat eine Stärke von 18 cm und eine Gesamtbreite von 3,80 m. Die Gründung der Widerlager und Pfeiler erfolgte durch gewöhnliches Mauerwerk. Die Ausführung der Pfeilerwände in Eisenbeton beginnt in

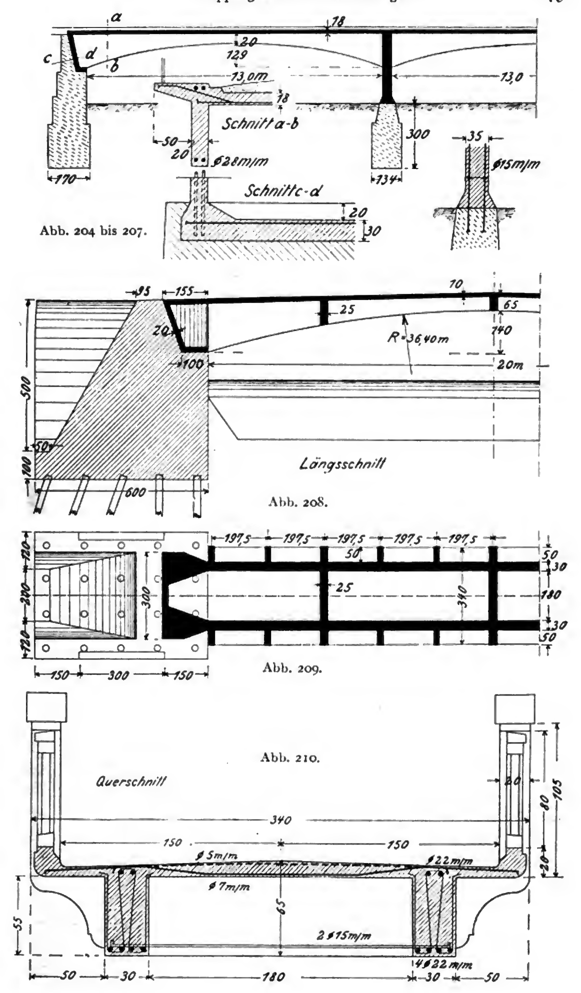


Abb. 204 bis 207.

Abb. 208.

Abb. 209.

Abb. 210.

Höhe des niedrigsten Wasserstandes. (Über genauere Armierungsangaben vergl. die Abb. 527 bis 532 in Christophe, Der Eisenbeton und seine Anwendung.)

Für die Nürnberger Ausstellung 1906 wurde von der Karlsruher Firma Meeß u. Nees, Akt.-Ges., eine in den Abb. 208 bis 210 dargestellte Fußgängerbrücke erbaut. Zwei um 1,80 m im Lichten entfernte Bogenrippen von 20 m Stützweite und 1,40 m Pfeilhöhe tragen die insgesamt 3,40 m breite Brückenbahn. Im Scheitel beträgt die Rippenhöhe 0,65 m, am Kämpfer 1,60 m. Die Deckenplatte verjüngt sich nach den seitlichen Auskragungen hin; in der Brückenachse ist sie 10 cm dick. Der Brückenbelag wird durch eine 3 cm starke Asphaltschicht gebildet. Die Armierung der Deckenplatte setzt sich folgendermaßen zusammen:

oben 6 Rundeisen 5 mm Durchmesser, 2,4 m lang,
unten 12 „ 7 „ „ 3,5 „ „

Die Armierung der Rippen ist in Abb. 210 angegeben, ebenso die Armierung der Querträger, welche ein Ausbiegen der Rippen unmöglich machen sollen. Überall sind Bügeldrähte von 7 mm Durchmesser einbetoniert.

Das Widerlager besteht aus einem Stampfbetonblock, der auf Pfählen ruht und mit Parallelflügeln versehen ist. Zwecks Erzielung einer besseren Schubübertragung sind die Rippen am Auflager verbreitert und durch eine 20 cm starke Eisenbetonplatte miteinander verbunden worden. Die Mischungsverhältnisse für den Beton waren:

1 : 2 : 2 für die Rippen,
1 : 2 : 4 „ „ Brückenbahn,
1 : 4 : 6 „ „ Widerlager.

Über Anordnung des Lehrgerüstes der Brücke vergl. Abschnitt VIII.

Die Kanten der überkragenden Fahrbahnplatte tragen, durch Konsolträger in 1,98 m Entfernung unterstützt, ein Geländer aus Kunststein. Auf den Brückenköpfen sind — als Abschluß des Geländers — profilierte Postamente aus Stampfbeton angebracht.

Nach Abb. 211 und 212 ist in Höhe der Rippenunterkante eine Deckenverkleidung angebracht, welche der Leibung das Aussehen eines

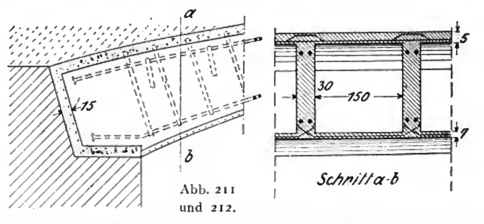


Abb. 211 und 212.

gewöhnlichen Gewölbes gibt. Die Deckenplatte ist gebogen. Vermittels einer Verteilungsplatte stützen sich die Rippen auf die Mauerwerks- oder

Betonwiderlager[1]). Wie alle Rippengewölbe, weist auch diese Ausführung die Anordnung von Bügeleisen auf. Sie verlaufen radial zur Gewölbeleibung und haben den Zweck, die auf Abscheren wirkenden Schubkräfte

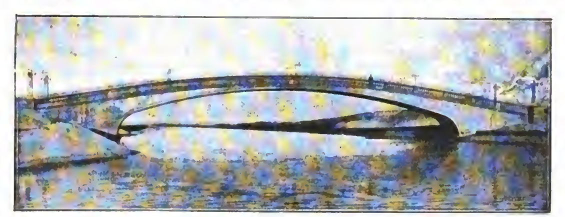


Abb. 213.



Abb. 214.

aufzunehmen. Die Anordnung selbst erfolgt nach gleichen Regeln wie bei den Rippenplatten.

[1]) Über die Herstellungsweise dieser Brückenform vergl. Christophe, Der Eisenbeton und seine Anwendung, 1905, S. 331.

Eine sehr bedeutende Spannweite, 44,50 m, zeigt die in den Abb. 213 und 214 in Längs- und Unteransicht dargestellte Fußgänger-Bogenbrücke bei Los Angeles in Kalifornien[1]). Die Gesamtlänge beträgt 62,70 m, die Breite 5,80 m. Die 10 cm starke Fahrbahndecke wird von drei Bogenrippen von je 36 cm Breite und 61 cm Scheitelhöhe getragen. Pfeilhöhe 5,50 m, also rd. $^1/_8$ Pfeilverhältnis. Die auf Abb. 214 sehr deutlich sichtbaren Querbalken sind 15 cm breit. Die Fahrbahn paßt sich in Brückenmitte der Bogenkrümmung an, was ein äußerst leichtes und gefälliges Aussehen des Bauwerkes zur Folge hat. Die Brückenstirnen werden von den beiden äußeren Bogenrippen gebildet. Eine zweifache Probebelastung (1. gleichmäßig verteilte Last von 4,25 t/m², 2. Einzellast von 33,5 t im Scheitel) wurde vorgenommen und mit Erfolg bestanden.

Aus den Abb. 215 bis 217 ist die Konstruktion einer anderen, nicht minder leichten und gefälligen Fußgängerbrücke (bei Toulouse) zu er-

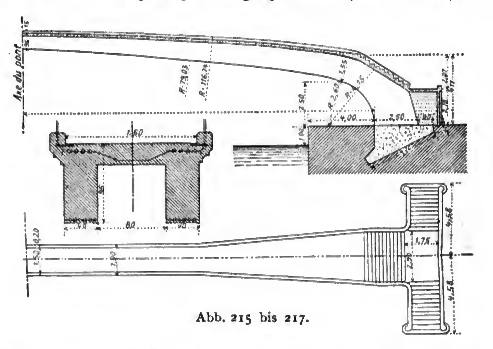


Abb. 215 bis 217.

sehen[2]). Die Spannweite der beiden Flachrippen, die nur 80 cm voneinander entfernt liegen, beträgt 36 m und die Pfeilhöhe 2,33 m. Im Scheitel sind die Bogen 0,40 m und an den Kämpfern 1,10 m stark. Die Brücke wird an beiden Enden durch zweiflügelige Treppen abgeschlossen (vergl. auch die Abb. 151 u. 152). Die Sohle des Widerlagers liegt schräg, damit der Seitenschub besser aufgenommen werden kann. Die Brücke wurde in drei Monaten fertiggestellt.

Eine amerikanische Brückenkonstruktion von 32 m Spannweite mit versenkter Fahrbahn zeigt die Abb. 218 im Längsschnitt wie in Ansicht[3]). Die Bogenträger dienen gleichzeitig als Brüstung. Derartige Brückentypen

[1]) Die Abb. 213 und 214 sind der Zeitschrift Zement und Beton entnommen.
[2]) Vergl. Génie Civil, Paris 1903, Nr. 19.
[3]) Vergl. Beton u. Eisen 1907, Heft III, S. 66.

empfehlen sich natürlich in solchen Fällen, wo die Lichthöhe so groß als irgend möglich sein soll. Die Widerlager des vorliegenden Bauwerkes

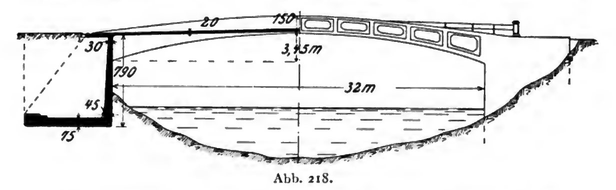


Abb. 218.

sind in Kastenform ausgeführt, so daß die Erde in weitgehendstem Maße zur statischen Mitarbeit herangezogen wird.

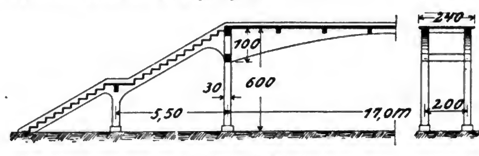


Abb. 219 und 220.

Eine weitere Verwendung der Rippenform für Fußgängerbrücken ist aus den Abb. 219 und 220 ersichtlich (vergl. Abb. 153).

Schließlich möchte nicht unerwähnt bleiben, daß sich die Rippenkonstruktion auch für Hochbahnausführungen in bester Weise eignet, wie es beispielsweise Abbildung 221 bis 223 zeigen. Zur Erzielung besserer Standfestigkeit dürfte es sich empfehlen, die Stützen, wie angegeben, schräg nach außen zu stellen.

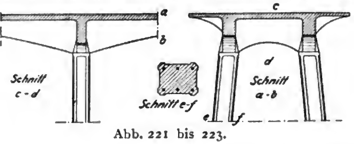


Abb. 221 bis 223.

Bei einer Eisenbetonbrücke im Lake-Park zu Milwaukee gelangten ausschließlich Kahnsche Formeisen[1]) zur Anwendung. Die Brücke hat

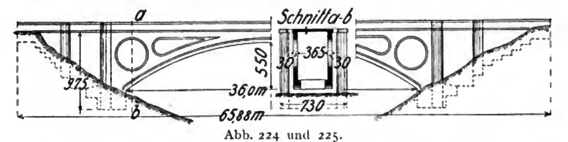


Abb. 224 und 225.

[1]) Näheres über Kahnsche Einlagen vergl. Zement und Beton 1906, S. 108, sowie Deutsche Bauzeitung 1906, Zementbeilage Nr. 3.

eine lichte Weite von 36 m und eine Fahrbahnbreite von 4,20 m. Die beiden tragenden Bogenrippen weisen eine Pfeilhöhe von 5,50 m auf Sie sind durchbrochen und in gewissen Abständen durch Querwände miteinander verbunden. An der Innenkante der unteren Leibung ist eine Randversteifung vorgesehen. Die Widerlager sind hohl; Wandstärke 30 cm. Sie sind achteckig und messen 7,20 in der Breite und 6 m in Richtung der Brückenachse. Mischungsverhältnisse:

Brückenbahn 1 : 2 : 4 (Kleinschlag)
Rippen 1 : 2 : 3
Widerlager 1 : $3^1/_2$: 7.

Die Bauzeit belief sich auf nur 4 Monate. Die Kosten betrugen insgesamt 30 000 Mark[1]) bei 8370 kg Eisen- und 440 m³ Betonverbrauch.

Die hier beschriebene Brückenkonstruktion bildet gleichsam den Übergang zu solchen Brückenformen, bei welchen das tragende Gewölbe in Einzelbogen aufgelöst ist. An Stelle durchbrochener Längswände, die auf den Bogen ruhen, treten Einzelpfeiler zur Übertragung der Brückenbahnlast auf die Tragbogen (vergl. auch die Grundformen in Abb. 29 bis 32, S. 9).

Die von der Münchener Firma Gebr. Rank 1906 ausgeführte Bogenbrücke der zweigleisigen Hauptbahnstrecke Donauwörth—Treuchtlingen

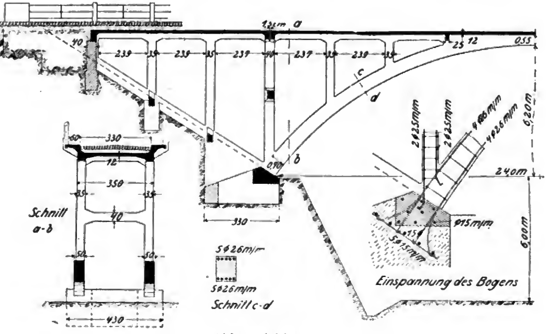


Abb. 226 bis 229.

(Abb. 226 bis 230) schneidet den Bahneinschnitt unter einem Winkel von 69°. Zwei Bogenrippen von 24 m Lichtweite und 6,2 m Pfeilhöhe haben im Scheitel 55 · 35 cm und im Kämpfer 70 · 50 cm Querschnitt. Die Armierung in der Bruchfuge ist aus Abb. 228 ersichtlich. In Entfernungen von 40 bis 50 cm sind Bügeldrähte (R.-E. 7 mm) sowohl am

[1]) Berücksichtigt man den Umstand, daß die Arbeitslöhne in Amerika durchschnittlich doppelt so hohe sind als in Deutschland, so muß der Gesamtpreis als ein niedriger bezeichnet werden.

Umfang entlang, als auch diagonal angeordnet[1]). Die Brückenbahn zeigt 12 cm Plattenstärke; sie bildet einen 3,30 m breiten Fahrweg nebst zwei konsolartig auskragenden, 0,60 m breiten Fußwegen. Über den Kämpfern sind Ausdehnungsfugen angeordnet. Die Last der Fahrbahn wird durch einzelne, 35 cm starke Ständer auf die Bogen übertragen; sie sind aus ästhetischen Gründen gleich den Bogen entsprechend dem Winkel der Bahnachse versetzt angeordnet.

Zur besseren Aufnahme der Windkräfte sind über den Bogenwiderlagern kräftige Querrahmen vorgesehen. Außerdem erhielt die verhältnismäßig sehr schmale Brücke nach den Kämpfern hin einen schwachen Anlauf. Von den Widerlagern der Tragbogen gehen beiderseits Balkenträger aus, welche unter den Böschungspfeilern besondere Fundamente



Ab.b 230.

aufweisen und außerdem durch Querbalken — in der Böschung liegend — miteinander verbunden sind.

Die Berechnung der Bogenrippen erfolgte durch Ermittlung der Drucklinien für symmetrische und unsymmetrische Belastung. Für die Formgebung war die Drucklinie symmetrischer Belastung bestimmend. Die gewählte Korbbogenform weicht nur unwesentlich von genannter Drucklinie ab. Nach Verlegung des Eisengerippes wurde jede Bogenrippe in einem Tage betoniert. Die Herstellung der Pfeiler erforderte zwei, die der Fahrbahn fünf Tage. Mischungsverhältnis 1 : 4,5 bis 1 : 5. Die Sichtflächen wurden gestockt.

Der in Abb. 231[2]) in Ansicht vorgeführte Viadukt (bei Fabrino, Provinz Arcona) setzt sich aus zwei mittleren Spannweiten von je 25,90 m (8,20 m Pfeil) und zwei seitlichen Spannweiten von je 9,20 m (4 m Pfeil) zusammen. Gesamtlänge des Viadukts 108 m, Gesamtbreite 9,40 m (7 m Fahrstraße und 2 · 1,20 m Bürgersteig). Jede Wölbung ist in drei Einzelbogen zerlegt. Der mittlere ist am Kämpfer 1,80 m und im Scheitel 1,40 m breit, bei 0,65 m Scheitel- und 1 m Kämpferstärke. Die seitlichen

[1]) Über eingehendere Angaben der Armierung vergl. Deutsche Bauzeitung 1907, Zementbeilage Nr. 3.

[2]) Die Abbildung ist der Zeitschrift Beton u. Eisen entnommen (1905, Heft X).

Bogen sind bei den gleichen Stärkenabmessungen um durchschnittlich 40 cm schmaler ausgeführt. Alle drei Bogen, durch Versteifungen miteinander verbunden, übertragen die Brückenlast auf starke Stützpfeiler und Widerlager, die aus Mauerwerk mit Backsteinbekleidung bestehen. Um die Last gleichmäßig auf das Mauerwerk zu verteilen, sind die drei Bogenenden durch eine 20 cm starke Eisenbetonauflageplatte miteinander ver-

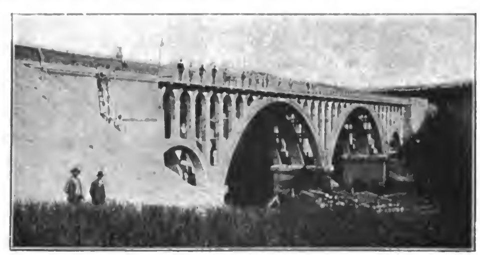


Abb. 231.

bunden. Die zur Aufnahme der Brückenbahn dienenden Ständer sind in Entfernungen von 2,40 m angeordnet. Sie haben 60 · 60 cm Querschnitt und tragen die Fahrbahntafel mittels Querbalken und dazwischen gespannter Entlastungsgewölbe von 15 cm Dicke.

Beispiel 4:

Statische Berechnung einer Straßenbrücke (Rippengewölbe)
Abb. 232 bis 252.[1])

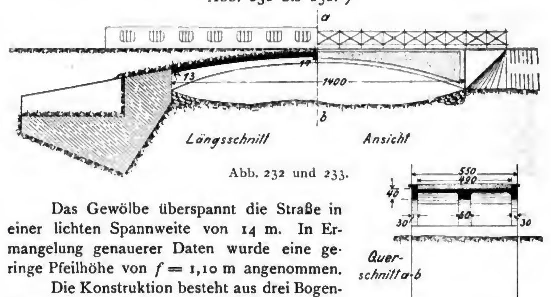


Abb. 232 und 233.

Das Gewölbe überspannt die Straße in einer lichten Spannweite von 14 m. In Ermangelung genauerer Daten wurde eine geringe Pfeilhöhe von $f = 1{,}10$ m angenommen.

Die Konstruktion besteht aus drei Bogenrippen mit dazwischen gespannter Decke. Der so erzielte Vorteil ist der, daß die Aufschüttung nur eine minimale wird und sich dementsprechend der Horizontalschub H vermindert. Die

[1]) Straßenbrücke bei Bruck, ausgeführt von der Gesellschaft „Lolat-Eisenbeton".

Breite des Gewölbes, zwischen den Geländern gemessen, beträgt 5,50 m, die Breite der Fahrbahn 4,90 m.

Durch die Balkenanordnung war es möglich, Aussparungen im Widerlager anzubringen und dadurch an Material zu sparen. Die Widerlagerrippen bilden die Fortsetzung der Gewölberippen. Das Gewicht wird durch Aufschüttung mit Erde ersetzt.

Die Stirnmauern bilden die Fortsetzung der äußeren Bogenrippen, weshalb die Brüstung gleich auf diese Außenrippen gestampft werden kann. Außerhalb des Gewölbes werden die Stirnmauern in der Stärke von 30 cm auf die Widerlager aufgesetzt.

Belastungsannahmen.

a) Ständige Lasten.

Eisenbeton . . . . = 2400 kg/m³
Überschüttung . . = 1600 „
Schotter u. Schnee = 400 „

b) Verkehrslasten.

1. Eine Dampfwalze von 17,5 t Dienstgewicht nach nebenstehender Abbildung in der jeweils ungünstigsten Stellung.

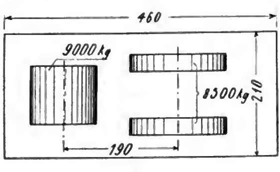


Abb. 234.

2. Gleichmäßig verteiltes Menschengedränge von 360 kg/m².

Zulässige Beanspruchungen.

Beton $= \frac{240}{6}$ . . . . . . = 40 kg/cm²
Eisen . . . . = 1000 „
Baugrund . . . . = 4 „

1. Untersuchung einer Bogenrippe.

Die Untersuchung wird für die mittlere Rippe durchgeführt; sie ist am Kämpfer 1 m stark und im Scheitel 0,40 m, Breite = 60 cm.

Die Mittelrippe hat gemäß Abb. 235 eine Belastungsbreite von 2,75 m.

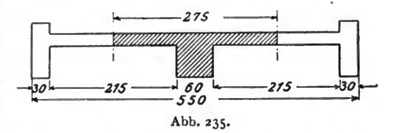


Abb. 235.

Die Berechnung des Gewölbes erfolgt auf Grund der Elastizitätstheorie und zwar mit Hilfe des Landsbergschen Annäherungsverfahrens[1]). Die untere Leibung des Gewölbes bildet eine Parabel von der Pfeilhöhe 1,36 m (= rd. $^1/_{10} \cdot l$). Die für die Berechnung des Bogens maßgebliche Pfeilhöhe ist dann

$$f = 1{,}36 - 0{,}46 + \frac{0{,}40}{2} = 1{,}10 \text{ m}.$$

Die Untersuchung erstreckt sich auf 1 m Brückentiefe.

[1]) Vergl. S. 56.

Die Gewölbelichtweite ist in eine gerade Anzahl von Lamellen eingeteilt (10 Stück), so daß also keine Last im Scheitel angreift. Die Lamellen sind 1,40 m breit, an den Kämpfern — infolge schräg liegender Kämpferfuge — 1,60 m. Die Gewichte der einzelnen Lamellen berechnen sich folgendermaßen:

$G_1 = G_I$:

Schotter $= 1{,}4 \cdot 400$ . . . . $= 560$ kg
Überschüttung . . . . $=$ — „
Decke . . . . $= 435$ „
Bogenrippe $= \frac{0{,}40 \cdot 0{,}60}{2{,}75} \cdot 2400 \cdot 1{,}40$ . . $= 294$ „

$G_1 = G_I = 1289$ kg $=$ **1,29** t.

$G_2 = G_{II}$:

Schotter $= 1{,}4 \cdot 400$ . . . . $= 560$ kg
Überschüttung $= \frac{0{,}05}{2} \cdot 1{,}4 \cdot 1600$ . . . $= 56$ „
Decke . . . . $= 435$ „
Bogenrippe $= \frac{0{,}45 \cdot 0{,}60}{2{,}75} \cdot 2400 \cdot 1{,}4$ . . $= 330$ „

$G_2 = G_{II} = 1381$ kg $=$ **1,38** t.

$G_3 = G_{III}$:

Schotter $= 1{,}4 \cdot 400$ . . . . $= 560$ kg
Überschüttung $= \frac{0{,}08 + 0{,}18}{2} \cdot 1{,}4 \cdot 1600 = 290$ „
Decke . . . . $= 435$ „
Bogenrippe $= \frac{0{,}60 \cdot 0{,}60}{2{,}75} \cdot 2400 \cdot 1{,}4$. $= 440$ „

$G_3 = G_{III} = 1725$ kg $=$ **1,73** t.

$G_4 = G_{IV}$:

Schotter $= 1{,}4 \cdot 400$ . . . . $= 560$ kg
Überschüttung $= \frac{0{,}20 + 0{,}40}{2} \cdot 1{,}4 \cdot 1600 = 670$ „
Decke . . . . $= 435$ „
Bogenrippe $= \frac{0{,}80 \cdot 0{,}60}{2{,}75} \cdot 2400 \cdot 1{,}4$. $= 585$ „

$G_4 = G_{IV} = 2250$ kg $=$ **2,25** t.

$G_5 = G_V$:

Schotter $= 1{,}6 \cdot 400$ . . . . $= 640$ kg
Überschüttung $= \frac{0{,}40 + 0{,}75}{2} \cdot 1{,}4 \cdot 1600 = 1280$ „
Decke . . . . $= 435$ „
Bogenrippe $= \frac{0{,}95 \cdot 0{,}60}{2{,}75} \cdot 2400 \cdot 1{,}4$. $= 700$ „

$G_5 = G_V = 3055$ kg $=$ **3,05** t.

a) Berücksichtigung des Eigengewichtes.

Die Kämpferdrucklinie hat von Mitte Kämpferfuge einen Vertikalabstand von $\frac{6}{5} f = \frac{6 \cdot 1{,}10}{5} = 1{,}32$ m und liegt parallel zur Verbindungslinie der Kämpfer[1]). Auf dieser Geraden schneiden sich alle Kämpferdrücke.

Eine zweite Gerade $A_0 - B_0$ ist um $\frac{2}{3} f = \frac{2 \cdot 1{,}10}{3} = 0{,}73$ m von den Kämpfermitten entfernt und liegt parallel zur Kämpferdrucklinie.

Nunmehr werden gemäß Abb. 179 die Kämpferdrücke der Einzellasten konstruiert. Beispielsweise gestaltet sich die graphische Berechnung für Lamelle IV folgendermaßen (vergl. hierzu Abb. 238)

Scheitelabstand $x = 4{,}90$ m.

Der linke Kämpferdruck der Einzellast $G_{IV} = 2{,}25$ t schneidet die Kämpferlotrechte in einer Höhe v unterhalb der Geraden $A_0\, B_0$ und der rechte Kämpferdruck die entsprechende Lotrechte in einer Strecke v' unterhalb B_0, und zwar ist

$$v = \frac{8}{15} f \left(\frac{l}{l+2x}\right) = \frac{8}{15} \cdot 1{,}10 \left(\frac{14{,}40}{14{,}40 + 2 \cdot 4{,}90}\right) = 0{,}35 \text{ m},$$

$$v' = \frac{8}{15} f \left(\frac{l}{l-2x}\right) = \frac{8}{15} \cdot 1{,}10 \left(\frac{14{,}40}{14{,}40 - 2 \cdot 4{,}90}\right) = 1{,}84 \text{ m}.$$

Auf diese Weise wird auch die Konstruktion der übrigen Kämpferdrücke vorgenommen. Die Abstände v und v' für die sämtlichen Lamellen ergeben sich aus folgender Tabelle:

	Abstand x vom Scheitel	v	v'
G_{I}	0,70 m	0,54 m	0,65 m
G_{II}	2,10 „	0,46 „	0,83 „
G_{III}	3,50 „	0,395 „	1,15 „
G_{IV}	4,90 „	0,35 „	1,84 „
G_{V}	6,50 „	0,31 „	6,05 „

Für die Lasten G_1 bis G_5 links vom Scheitel sind die Auflagerdrücke für Eigengewicht symmetrisch zur rechten Bogenhälfte.

Nunmehr sind die Auflagerdrücke der einen Seite, z. B. der linken, in richtiger Reihenfolge ($R_5\, R_4\, R_3\, R_2\, R_1\, R_{I}\, R_{II}\, R_{III}\, R_{IV}\, R_{V}$) zu einem Kräftezuge zusammengesetzt. Die Mittelkraft R findet man zu $R = 26{,}9$ t. Die Lage dieser Kraft ergibt sich durch einen Seilzug mit dem Pole O. R schneidet die Kämpferfuge in a.

Trägt man an das Kämpferdruckvieleck die für die linke Gewölbehälfte in Frage kommenden Lamellengewichte an, so erhält man mit Hilfe eines neuen Seilzuges (Pol O') die Gewölbestützlinie für Eigengewicht, von Punkt a beginnend. Der Horizontalschub H muß wagerecht liegen, was nach Konstruktion auch der Fall ist.

[1]) Die Kämpferdrucklinie ist eine Gerade, weil die flache Bogenachse nur ganz unwesentlich von der Parabelform abweicht.

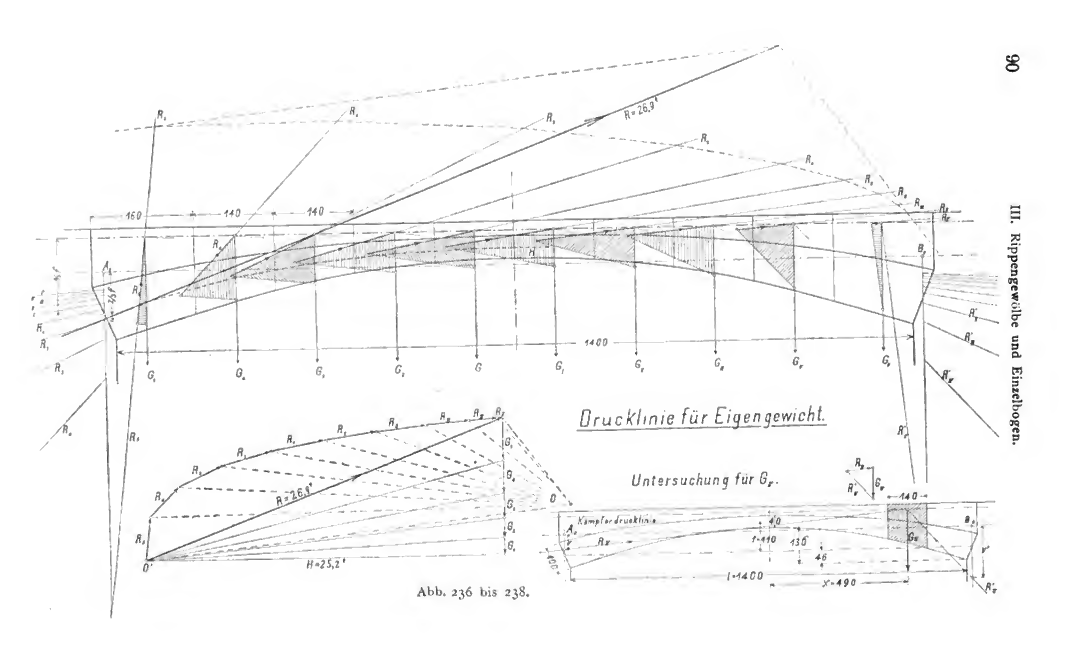


Abb. 236 bis 238.

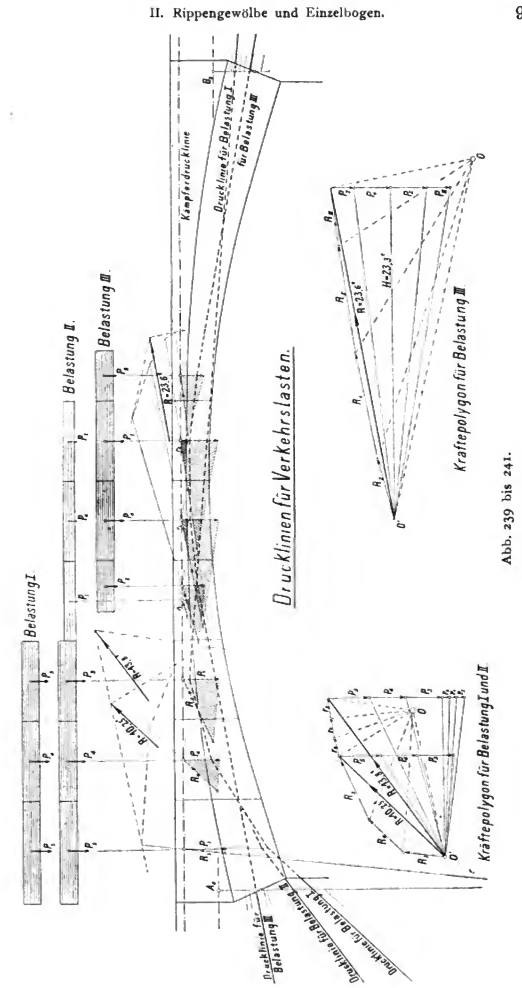


Abb. 239 bis 241.

Die rechte Stützlinienhälfte ist symmetrisch zur linken und deshalb nicht erst konstruiert worden.

b) Berücksichtigung der Verkehrslast.

Die Drucklinien für Verkehrslast sind für eine Dampfwalze von 17,5 t Dienstgewicht in den jeweils ungünstigsten Stellungen bestimmt, und zwar ist das Gewicht der Walze auf 1 qm Fläche reduziert gedacht. Die Rechnung wird auf diese Weise sehr vereinfacht, ohne der Genauigkeit der statischen Untersuchung Eintrag zu tun.

Es entfällt auf

$$1 \text{ m}^2 = \frac{17,5}{4,6 \cdot 2,1} = 1,82 \text{ t.}$$

Demnach ist für die Lamelle von 1,4 m Breite

$$P = 1,4 \cdot 1,82 = 2,55 \text{ t}$$

und für die Lamelle von 1,6 m Breite

$$P_5 = 1,6 \cdot 1,82 = 2,9 \text{ t.}$$

Unter den vielen für die Verkehrsbelastung gezeichneten Stützlinien wurden nur jene in der graphischen Untersuchung zur Darstellung gebracht, welche die ungünstigsten Beanspruchungen in einigen Gewölbequerschnitten hervorrufen.

Belastung I: Die Dampfwalze ist über die ersten drei Lamellen am Kämpfer gestellt worden. Die Kräfte sind

$$P_5 = 2,9 \text{ t}$$
$$P_4 = 2,55 \text{ t}$$
$$P_3 = 2,55 \text{ t}$$

Der Kämpferdruck R beträgt 10,25 t. Die eingezeichnete Drucklinie ergibt für den Kämpfer eine Zugspannung oben.

Belastung II: Zu derselben Belastung kommt noch anschließend Menschengedränge. Die Kräfte sind

$$P_5 = 2,9 \text{ t}$$
$$P_4 = P_3 = 2,55 \text{ t}$$
$$p_2 = p_1 = p_{\text{I}} = 1,4 \cdot 360 = 504 \text{ kg} = 0,5 \text{ t}$$

Der Kämpferdruck R beträgt 13,8 t.

Belastung III: Dampfwalze über dem Scheitel in Bogenmitte

$$P_2 = P_{\text{II}} = 0,9 \cdot 1,82 = 1,64 \text{ t}$$
$$P_1 = P_{\text{I}} = 2,55 \text{ t.}$$

Der Kämpferdruck R beträgt 23,6 t und der Horizontalschub $H = 23,3$ t.

c) Untersuchung der Kämpferfuge.

Kämpferdruck für Eigengewicht $\mathfrak{R}_g = 26,9$ t

Kämpferdruck für Belastung II $\mathfrak{R}_{\text{II}} = 13,5$ t

$\mathfrak{R}_g$ ist um 7 cm, $\mathfrak{R}_{\text{II}}$ um 50 cm von der Kämpfermitte entfernt. Der Abstand der Resultierenden von Kämpfermitte ergibt sich aus

$$\Sigma (M) = 26,9 \cdot 7 + 13,5 \cdot 50 = 40,4 \cdot r$$

$$r = \frac{863}{40,4} = 21,4 \text{ cm.}$$

Die für den Kämpferquerschnitt der Rippe in Betracht kommenden Größen sind:

Moment $M = 863 \cdot 2{,}75 = 2373$ cmt $= 23{,}73$ mt.

Normalkraft $P = 40{,}4 \cdot 2{,}75 = 111$ t.

Abstand $e = 50 - 21{,}4 = 28{,}6$ cm

Eiseneinlagen $f_e = 6$ R.-E. 22 mm $= 22{,}81$ cm² unten und ebenso

$f_e' = f_e = 6$ R.-E. 22 mm $= 22{,}81$ cm² oben.

Abmessungen $b = 60$ cm

$h = 100$ cm

$a = 3$ cm.

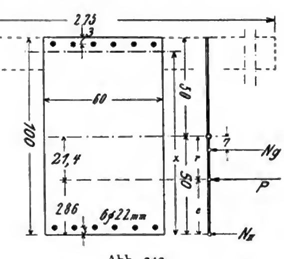


Abb. 242.

Dann ist

$$\frac{b}{6 \cdot n \cdot f_e} \cdot x^3 - \frac{b \cdot e}{2 n f_e} \cdot x^2 - (2e - h)\, x = 2a^2 + h^2 - (2a + e)\, h$$

$$\frac{60}{6 \cdot 15 \cdot 22{,}81} \cdot x^3 - \frac{60 \cdot 28{,}6}{2 \cdot 15 \cdot 22{,}81} \cdot x^2 - (2 \cdot 28{,}6 - 100)\, x$$

$$= 2 \cdot 3 + 100^2 - (2 \cdot 3 + 28{,}6) \cdot 100$$

Nullinienabstand $x = 95{,}3$ cm

Betonbeanspruchung

$$\sigma_b = \frac{P}{\frac{b \cdot x}{2} + \frac{n \cdot f_e}{x}(2x - h)} = \frac{111\,000}{\frac{60 \cdot 95{,}3}{2} + \frac{15 \cdot 22{,}81}{95{,}3}(2 \cdot 95{,}3 - 100)}$$

$$= \mathbf{34{,}7} \text{ kg/cm}^2.$$

Eisenspannung

$$\sigma_{ed} = n \cdot \sigma_b \frac{x - a}{x} = \frac{15\,(95{,}3 - 3)}{95{,}3} \cdot 34{,}7 = \mathbf{505} \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{ez} = n \cdot \sigma_b \frac{h - a - x}{x} = 15 \cdot 34{,}7 \,\frac{100 - 3 - 95{,}3}{95{,}3} = \mathbf{9{,}25} \text{ kg/cm}^2.$$

d) Untersuchung der Fuge in 4,2 m Entfernung vom Kämpfer.

Normalkraft für Eigengewicht $\mathfrak{N}_g = 25{,}2$ t.

Normalkraft für Belastung I $\mathfrak{N}_I = 7{,}1$ t.

$\mathfrak{N}_g$ ist um 0 cm, $\mathfrak{N}_I$ um 22,5 cm von der Fugenmitte entfernt. Der Abstand der Resultierenden von Fugenmitte ergibt sich aus

$$7{,}1 \cdot 22{,}5 = (7{,}1 + 25{,}2)\, r$$

$$r = \frac{160}{32{,}3} = 5 \text{ cm.}$$

Die für den Fugenquerschnitt der Rippe in Betracht kommenden Größen sind

Moment $M = (25{,}2 + 7{,}1) \cdot 0{,}05 \cdot 2{,}75 = 4{,}4$ mt.

Normalkraft $P = (25{,}2 + 7{,}1) \cdot 2{,}75 = 89$ t.

Abstand $e = \frac{55}{2} - 5 = 22{,}5$ cm.

Eiseneinlagen $f_e = f_e' = 6$ R.-E. 22 mm = 22,81 cm² (wie zuvor)
Abmessungen $b = 60$ cm, $h = 55$ cm, $a = 3$ cm.

Dieser Querschnitt nimmt nur Druck auf. Die Spannungen werden deshalb auf folgende Weise berechnet:

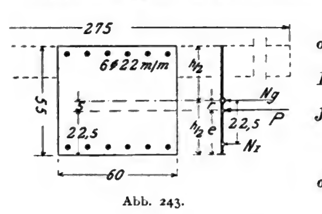


Abb. 243.

Betonspannung

$$\sigma_b = \frac{P}{F} + \frac{M}{J_s} \cdot \frac{h}{2}$$

$$F = 55 \cdot 60 = 3300 \text{ cm}^2$$

$$J_s = \frac{60 \cdot 55^3}{12} + 2\,(15 \cdot 22{,}81 \cdot 24{,}5^2)$$

$$= 1\,241\,875 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{89\,000}{3300} + \frac{440\,000}{1\,241\,875} \cdot \frac{55}{2}$$

$$= \mathbf{36{,}8} \text{ kg/cm}^2.$$

Die Beanspruchung des Eisens

$$\sigma_e = 15 \cdot \sigma_b,$$

ist also < 1000 kg/cm².

e) Untersuchung der Fuge in 5,6 m Entfernung vom Kämpfer.

Normalkraft für Eigenwicht $\mathfrak{N}_g = 25{,}2$ t.
Normalkraft für Belastung I $\mathfrak{N}_I = 7$ t.

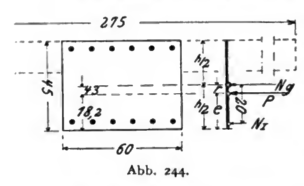


Abb. 244.

$\mathfrak{N}_g$ ist um 0 cm, $\mathfrak{N}_I$ um 20 cm von Fugenmitte entfernt. Der Abstand der Resultierenden (25,2 + 7 = 32,2 t) von Fugenmitte ergibt sich zu

$$7 \cdot 20 = 32{,}2 \cdot r$$

$$r = 4{,}3 \text{ cm}.$$

Die für den Fugenquerschnitt der Rippe in Betracht kommenden Größen sind

Moment $M = 32{,}2 \cdot 0{,}043 \cdot 2{,}75 = 3{,}85$ mt.
Normalkraft $P = 32{,}2 \cdot 2{,}75 = 88{,}5$ t.

Abstand $e = \frac{45}{2} - 4{,}3 = 18{,}2$ cm.

Eiseneinlagen $f_e = f_e' = 6$ R.-E. 22 mm = 22,81 cm² wie zuvor.
Abmessungen $b = 60$ cm, $h = 45$ cm, $a = 3$ cm.

Auch dieser Querschnitt nimmt nur Druck auf

$$F = 45 \cdot 60 = 2700 \text{ cm}^2$$

$$J_s = \frac{60 \cdot 45^3}{12} + 2\,(15 \cdot 22{,}81 \cdot 19{,}5^2) = 720\,625 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{88\,500}{2700} + \frac{385\,000}{720\,625} \cdot \frac{45}{2} = \mathbf{44{,}8} \text{ kg/cm}^2.$$

Die Beanspruchung des Eisens $\sigma_e = 15 \cdot \sigma_b$ ist also < 1000 kg/cm².

f) Untersuchung der Scheitelfuge.

Normalkraft für Eigengewicht (Horizontalschub H) $\mathfrak{N}_g = 25{,}2$ t.
Normalkraft für Belastung III (Horizontalschub) $\mathfrak{N}_{III} = 23{,}3$ t.

$\mathfrak{N}_g$ ist um 0 cm, $\mathfrak{N}_{III}$ um 10 cm von Scheitelmitte entfernt. Der Abstand der Resultierenden (48,5 t) von Scheitelmitte ergibt sich zu

$$23{,}3 \cdot 10 = 48{,}5 \cdot r$$

$$r = \frac{233}{48{,}5} = 4{,}8 \text{ cm.}$$

Normalkraft $P = 48{,}5 \cdot 2{,}75 = 133$ t.

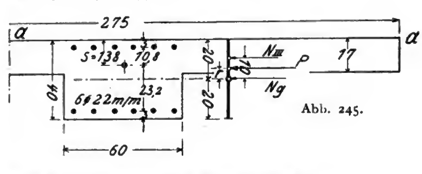


Abb. 245.

Der Querschnitt hat ebenfalls nur Druck aufzunehmen. Zieht man die mit Rippenoberkante zusammenfallende Deckenplatte als mittragend in Rechnung, so gestaltet sich die Untersuchung folgendermaßen:

Statisches Moment in bezug auf a—a:

$$S = (60 \cdot 40) \cdot 20 + (215 \cdot 17)\frac{17}{2} + 15 \cdot 22{,}81\,(3 + 37) = 92\,748 \text{ cm}^3$$

Querschnittsfläche

$$F = 60 \cdot 40 + 17 \cdot 215 + 2 \cdot 15 \cdot 22{,}81 = 6739 \text{ cm}^2.$$

Schwerpunktsabstand

$$s = \frac{S}{F} = \frac{92\,748}{6739} = 13{,}8 \text{ cm.}$$

Trägheitsmoment für die Schwerachse

$$J_s = \frac{60 \cdot 40^3}{12} + 60 \cdot 40 \cdot 6{,}2^2 \ldots\ldots = 412\,080 \text{ cm}^4$$
$$+ \frac{215 \cdot 17^3}{12} + 215 \cdot 17\,(13{,}8 - 8{,}5)^2 \ldots\ldots = 190\,060 \text{ ,,}$$
$$+ 15 \cdot 22{,}81\,(10{,}8 + 23{,}2)^2 \ldots\ldots = 395\,525 \text{ ,,}$$
$$997\,665 \text{ cm}^4$$

Exzentrizität $z = 20 - 4{,}8 - 13{,}8 = 1{,}4$ cm
Moment $M = 133 \cdot 1{,}4 = 186{,}2$ cmt $= 186\,200$ cmkg

$$\sigma_b = \frac{133\,000}{6739} + \frac{186\,200 \cdot 14}{997\,665} = 22{,}3 \text{ kg/cm}^2$$

Die Beanspruchung des Eisens $\sigma_e = 15 \cdot \sigma_b$ ist also < 1000 kg/m².

2. Untersuchung der Fahrbahndecke.

Die Decke wird am ungünstigsten belastet, wenn das schwere Rad der Walze ($P = 9000$ kg) über Plattenmitte zu stehen kommt. Die Verteilung infolge des Schotters ergibt folgende Belastung für 1 m²:

a) für Gewölbemitte:

Straßenwalze $= \dfrac{9000}{1{,}0 \cdot 2{,}20}$	= 4100 kg
Schotter	= 400 „
Eigengewicht	= 360 „
	4860 kg

Moment $M = \dfrac{1}{24} \cdot 4860 \cdot 2{,}6^2 \cdot 100 = 136\,000$ cmkg.

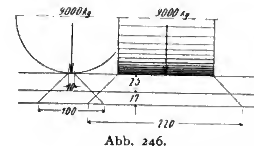


Abb. 246.

Bei

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{1000}{38}$$

ist

$h = 0{,}0406 \sqrt{136000} + 1{,}5 = \mathbf{17}$ cm

$f_e = 0{,}0280 \sqrt{136\,000} = 10{,}33$ cm²;

gewählt **8 R.-E. 13 mm.**

b) in $^1/_4$ der Spannweite:

Straßenwalze $= \dfrac{9000}{1{,}2 \cdot 2{,}4}$	= 3150 kg
Schotter	= 400 „
Überschüttung	= 160 „
Eigengewicht	= 340 „
	4050 kg

Moment $M = \dfrac{1}{24} \cdot 4050 \cdot 2{,}6^2 \cdot 100 = 114\,000$ cmkg.

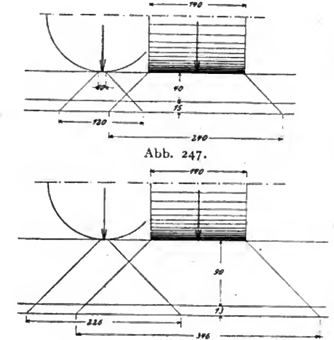


Abb. 247.

Abb. 248.

Bei

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{1000}{38}$$

ist

$h = 0{,}0406 \sqrt{114000} + 1{,}5$
$= \mathbf{15{,}5}$ **cm**

$f_e = 0{,}0280 \sqrt{114\,000}$
$= 9{,}46$ cm²;

gewählt **8 R.-E. 13 mm.**

c) am Kämpfer:

Straßenwalze $= \dfrac{9000}{2{,}26 \cdot 3{,}46}$	= 1150 kg
Schotter.	= 400 „
Überschüttung .	= 1040 „
Eigengewicht . .	= 312 „
	2900 kg

Moment $M = \dfrac{1}{24} \cdot 2900 \cdot 2{,}6^2 \cdot 100 = 82\,000$ cmkg.

Bei $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{1000}{38}$ ist

$$h = 0{,}0406\sqrt{82\,000} + 1{,}5 = \mathbf{13{,}5}\ \text{cm},$$

$$f_e = 0{,}0280\sqrt{82\,000} = 8{,}04\ \text{cm}^2;$$

gewählt **8 R.-E. 12 mm.**

3. Untersuchung des Widerlagers.

Das Widerlager ist in Beton ausgeführt; es geht in Verlängerung der Gewölberippen massiv durch. Dazwischen sind Aussparungen vorgesehen (vergl. Abb. 232). Die Untersuchung wird wieder auf 1 m Tiefe ausgeführt.

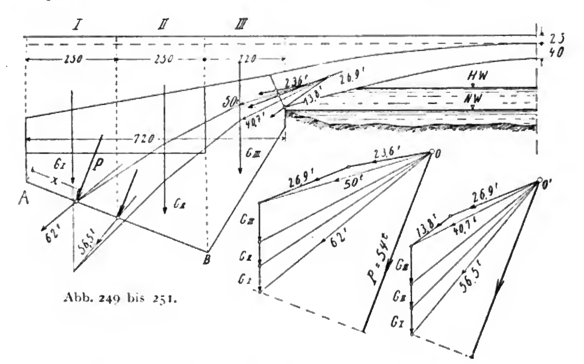


Abb. 249 bis 251.

Der Gesamtinhalt des Widerlagers beträgt $V = 98$ m³ und das Gesamtgewicht $G = 98 \cdot 2{,}0 = 196{,}0$ t.

Für das lfd. m Tiefe und Länge des Widerlagers ergibt sich

$$g = \frac{196}{5{,}5 \cdot 7{,}2} = 4{,}95\ \text{t}.$$

Das Widerlager wird in drei Lamellen zerlegt.

Die Untersuchung berücksichtigt die Überschüttung und den Wasserauftrieb. Abgesehen wird vom seitlichen Erddruck. Danach ergeben sich folgende Lamellengewichte:

Lamelle I und II:

Eigengewicht $= 4{,}95 \cdot 2{,}5$	=	12,4 t
Überschüttung $= 2{,}7 \cdot 1{,}6$	=	4,3 „
		16,7 t.
Wasserauftrieb	=	−10,0 „
	$G_{\text{I}} = G_{\text{II}} =$	6,7 t.

Lamelle III:

Eigengewicht $= 4{,}95 \cdot 2{,}2$	$=$	10,8 t
Überschüttung $= 2{,}46 \cdot 1{,}6$	$=$	3,95 „
		14,75 t.
Wasserauftrieb	$= -$	7,50 „
	$G_{III} =$	7,25 t.

Der auf die Bodenfläche senkrecht wirkende Normaldruck ist $P = 54$ t.

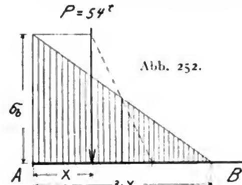


Abb. 252.

Der Druck wirkt außerhalb Kernweite: $x = 150$ cm.

Da Zugspannungen auszuschließen sind, ist

$$F = 100 \cdot 3 \cdot 150 = 45\,000 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot P}{300 \cdot x} = \frac{108\,000}{45\,000} = \mathbf{2{,}4} \text{ kg/cm}^2.$$

Mithin wird die zulässige Bodenbeanspruchung von 4 kg/cm² nicht erreicht.

Brücken mit angehängter Fahrbahn.

Grundformen der Bogenbrücken mit angehängter Fahrbahn sind aus den Abb. 41 bis 44 (S. 10) ersichtlich. In jedem Falle ist die Fahrbahn durch Hängesäulen an zwei beiderseits angeordneten Bogenträgern befestigt. Die Wahl solcher Brückentypen ist dann von besonderem Vorteil, wenn man bei niedrigen Ufern mit hohem Wasserstande rechnen muß, wenn der Baugrund für die Widerlager unsicher ist, oder wenn tief liegende Kämpfer zu sehr vom Hochwasser bedroht werden. Je nach Erfordernis kann der Horizontalschub vollkommen oder teilweise durch die Fahrbahnplatte bezw. durch besonders kräftige Rippenarmierung derselben aufgenommen werden. Stets sind größere Spannweiten vorausgesetzt, bei denen die Anwendung von Balkenträgern mit versenkter Fahrbahn[1]) unwirtschaftlich wäre. Derartige vollwandige Träger können unter Umständen recht plump wirken, weshalb auch in ästhetischer Hinsicht den Bogenbrücken mit angehängter Fahrbahn der Vorzug zu geben ist, niedrige Ufer und hoher Wasserstand wieder vorausgesetzt. In allen anderen Fällen sind lange Zufahrtrampen notwendig, die aber für Verkehrsabwicklung jeder Art ein großes Hemmnis bedeuten und außerdem die in der Nähe der Brücke liegenden Gebäude gegebenen Falles stark entwerten können. Will man sich dennoch für ein einfaches Balkensystem entscheiden, so macht sich schon bei mittleren Flußbreiten die Anordnung von Strompfeilern nötig, die aber nicht nur die Anlagekosten in beträchtlichem Maße erhöhen, sondern auch den Flußverkehr hindern und bei Hochwasser recht gefährlich werden können, da dann das Bestehen des ganzen Brückenwerkes lediglich von der Standfestigkeit der Pfeiler abhängig ist.

¹) Vergl. Kersten, Brücken in Eisenbeton, Teil I, S. 82.

Die Armierung der Bogenträger erfolgt in bekannter Weise. Sie entspricht im Prinzip der Armierung exzentrisch belasteter Stützen. Es sind also auch Querbügel in genügender Zahl anzuordnen. Mit Vorteil läßt sich hier der spiralumschnürte Beton[1]) verwenden, der es ermöglicht, die zulässige Druckspannung des Betons bis auf 60 bis 80 kg/cm² zu erhöhen.

Die bereits auf S. 17 in Bild und Wort angeführte Bogenbrücke bei Pettoncourt in Lothringen zeigt eine lichte Weite von 20 m. Die Tragebögen haben im Scheitel eine Dicke von 35 cm, die nach den Kämpfern hin anwächst. Die Breite der Bogen bleibt durchweg 50 cm. Die Armierung erfolgt durch 28 Rundeisen von 22 mm Durchmesser. Der Horizontalschub wird durch je 26 Rundeisen von 16 mm Durchmesser aufgenommen, welche beiderseits in den Randleisten der Fahrbahn angeordnet und, wie schon auf S. 17 erwähnt, in dem oberen Teile der Flügelmauern fest verankert sind. Die Herstellung der gesamten Eisenbetonkonstruktion nahm etwa zwei Monate in Anspruch.

Ein Beispiel, nach welchem der Horizontalschub nicht aufgenommen, sondern eine feste Einspannung der Bogen in den Widerlagern vorgesehen ist, bildet die Eisenbahnbrücke über die Rhone bei Chippis im Kanton Wallis[2]). Die Spannweite der Bogen — 59 m — ist die weitaus größte, welche bisher bei gewölbten Eisenbahnbrücken in armiertem Beton zur Ausführung gelangte. Die Bogen haben 4,80 m Achsabstand. Ihre Querschnittsabmessungen wachsen vom Scheitel nach den Kämpfern zu konstant an, und zwar die Breite von 80 auf 1,20 cm und die Querschnittshöhe von 1,50 auf 2,60 m. Die Gesamtbreite der Brücke einschließlich der auskragenden Fußsteige beträgt 8,60 m. Die Versteifung der Bogen erfolgte gemäß Abb. 43 durch Querträger und außerdem — im mittleren Brückenteil — durch eine über jene Querträger kontinuierlich fortlaufende Wölbplatte. Alle Einlagen sind im Widerlager fest verankert. Die Rippen selbst sind als elastisch eingespannte Bogen berechnet[2]).

IV. Gewölbe mit steifen Einlagen.

Bauweise Melan.

Die Eisenbetonbauweise mit steifer, tragfähiger Armierung wurde 1892 von Prof. Melan eingeführt. Anfangs nur in Österreich angewandt, kam die Bauweise durch den Einfluß v. Empergers namentlich in Amerika zu hoher Blüte. (Concrete Steel Engineering Company, New York.) Dort konnten die bei uns üblichen Konstruktionssysteme, wie Monier, Hennebique usw., keinen rechten Boden gewinnen, da sich die Notwendigkeit herausstellte, diese Konstruktionen mit peinlichster Sorgfalt durch Spezialarbeiter herzustellen. Das Wesen der Melanschen Bauweise besteht darin, eine Reihe eiserner, parallel verlaufender, steifer Bogen aus Walzeisen oder Fachwerk mit Beton zu umhüllen. Die Vorteile des Systems

---

[1]) Vergl. Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil II, 3. Auflage, S. 57.

[2]) Näheres vergl. Schweizerische Bauzeitung 1907, Nr. 25.

sind mannigfacher Art. Zunächst kann durch Anhängen des Lehrgerüstes an die tragfähigen Bogen eine beträchtliche Holzersparnis erzielt werden[1]). Die Handhabung der Montage ist eine einfachere als beim Monierbau, bei welchem die vorschriftsmäßige Lage der Rundeisen nur durch sorgfältigste Beaufsichtigung der Arbeiter eingehalten werden kann. Beim Stampfen ist kein Verschieben der Einlagen zu befürchten. Die Wahl der Spannweite ist für alle möglichen Belastungsfälle keinen Einschränkungen ausgesetzt. Durchschnittlich sind die Spannweiten größer als bei den Monierbrücken, ebenso aber auch die Eisenmengen im Verhältnis zum Betonquerschnitt. Die Anbringung von Gelenken läßt sich konstruktiv leicht ausführen. Für die Eisenbogen werden in der Regel Stahlgelenke und für den Wölbkörper Betonquadergelenke vorgesehen[1]). Da ein Teil des Gewölbegewichts auf die Eisen übertragen wird, ist der Beton infolge teilweiser Entlastung geringer beansprucht, die Eisenfestigkeit dagegen günstigenfalls bis zur zulässigen Grenze ausgenutzt, das heißt, man kann gleichzeitig die Spannungen $\sigma_e = 1000$ und $\sigma_b \overline{\leqq} 40$ kg/cm² möglich machen.

In gewöhnlichen Fällen beträgt die Armierungsziffer für den Scheitelquerschnitt

$$n = \frac{f_e}{f_b} = 1 \text{ bis } 2 \text{ vH.}$$

Soll ein größerer Teil des Gewölbegewichtes von den Bogen getragen werden, so ist die Armierung stärker auszuführen. Die Gewölbestärke c im Scheitel wird durch versuchsweise Annahme und mit Benutzung der von Melan aufgestellten Formel

$$c = \frac{\left[q_0 + \frac{1}{2}\left(\frac{f}{c} - 1\right)p\right]\varrho_0}{(1 + 0{,}15\,n)\,\sigma}$$

ermittelt. Es bezeichnet

q_0 die Belastung im Scheitel (das ist Verkehrslast und Eigengewicht, abzüglich jenes Teiles des Gewölbegewichtes, welcher durch Anhängung des Lehrgerüstes unmittelbar auf die Eisenbogen übertragen wird),
p die Verkehrsbelastung in t/m²,
f die Pfeilhöhe in m,
ϱ_0 den Krümmungsradius der Stützlinie bei Vollbelastung im Scheitel in m,
n die Armierungsziffer in Prozenten (1 bis 2 vH.),
σ die Inanspruchnahme des Betons = 300 bis 500 t/m²[2]).

Im allgemeinen sind die Stärken der Melangewölbe zumeist viel größer als die der Moniergewölbe. Die Gewölbe können eingespannt, aber auch mit Gelenken versehen sein. Die Pfeilhöhen sind oft sehr

[1]) Vergl. Abschnitt VIII, S. 140.

[2]) Je näher die Eisenbogen aneinander liegen, um so höher kann die zulässige Beanspruchung σ gewählt werden.

geringe; bei der in Abb. 261 dargestellten Melanbrücke ist beispielsweise das Stichverhältnis nur $^1/_{16}$. Für gewöhnlich hat man es mit Stirnmauergewölben zu tun; doch sind auch Gewölbe mit Sparöffnungen bereits in großer Zahl erbaut worden (vergl. die Abb. 269 und 272).

Bei kleinen Spannweiten und Gewölbestärken genügen gebogene Walzträger mit vollem Steg, I-, L-, ⊏-Eisen oder Eisenbahnschienen. Verbindungen derselben in Querrichtung sind in der Regel nicht nötig. Liegen die Profileisen verhältnismäßig weit auseinander, so können Verteilungsrundeisen nach Monierart vorgesehen werden.

Bei größeren Spannweiten kommen genietete Gitterträger in Anwendung. Es entspricht eine derartige Armierung in der Grundform der doppelten Moniereinlage. Die Gurte liegen nahe den Leibungen. Sie bestehen in der Regel aus gleichschenkligen Winkeleisen, die durch Flachstäbe fachwerkartig miteinander verbunden sind. Doch nimmt man auch für die Gurtungen ungleichschenklige Winkel mit längerem Schenkel nach außen. Abstand der Gitterträger voneinander: 0,80 bis 1,50 m. Zur Lastverteilung und zur Verhütung eines seitlichen Ausbiegens während der Montage dienen Querrahmen aus Walzeisen (Abb. 264) oder Gitterwerk. Schließlich können auch hier Verteilungsrundstäbe angeordnet

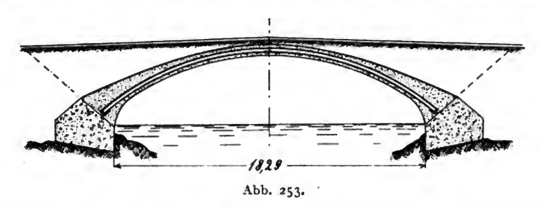


Abb. 253.

werden. Die Verbindung der Fachwerkstäbe erfolgt zumeist durch Nietung. Doch kann man ebensogut — um an Zeit und an Transportkosten zu sparen — die Einlagen an Ort und Stelle mit den einfachsten Hilfsmitteln zurichten und zusammensetzen, und zwar mit Verschraubung der Einzelteile. In der Nähe der Kämpfer und Scheitel erfolgen oft noch Verstärkungen durch aufgenietete Lamellen; außerdem weisen die Gitterbogen an diesen Stellen vielfach vollen Stegquerschnitt auf. Mischungsverhältnis des Betons gewöhnlich 1 : 2 : 4, der Gelenkquadern 1 : 2 : 2.

Eine einfache Armierung durch Walzprofile weist die Brückenkonstruktion in Abb. 253 auf. Es sind I-Profile, die in Entfernungen von etwa 1 m angeordnet sind. Die Querverbindung der Profile erfolgt durch Rundeisenstäbe. In den Kämpfern stützen sich die I-Träger gegen durchlaufende Winkeleisen. Im Scheitel des Gewölbes sind sie durch eine Fuge unterbrochen und durch senkrechte wie wagerechte Laschen miteinander verbunden.

Nach Abb. 254 stützen sich die Bogenträger auf ein in Längsrichtung durchlaufendes I-Profil. Die Verbindung der Eisen erfolgt durch Winkel-

laschen und ihre Befestigung — um das Nieten auf der Baustelle zu vermeiden — durch Bolzen.

Die in den Abb. 255 und 256 veranschaulichte Brückenkonstruktion (in Czernowitz, Bukowina) hat rd. 10 m lichte Spannweite. Die Armierung des Korbbogengewölbes erfolgt durch I-N.-P. 18 in Entfernungen von je 1 m. In den Kämpfern stützen sich diese Profileisen auf ein in Längs-

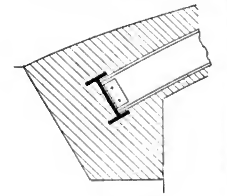


Abb. 254.

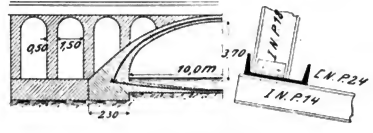


Abb. 255 und 256.

richtung liegendes [-N.-P. 24, welches mit dem gegenüberliegenden Kämpferprofileisen in einer Sohlbettung[1]) durch I-N.-P. 14 verbunden ist. Im Scheitel sind die Bogenträger durch ein [-N.-P. 10 quer miteinander verbunden. Auch hier erfolgt die Verbindung der einzelnen Profileisen — um die Kosten einer Nietung zu ersparen — durch Schraubenbolzen.

Mischungsverhältnis für den mittleren Teil des Gewölbes uud die Bettung 1 : 7, für die Schenkel 1 : 8 und für die Widerlager 1 : 9.

Das ganze Bauwerk liegt schräg unter einem Winkel von 70°.

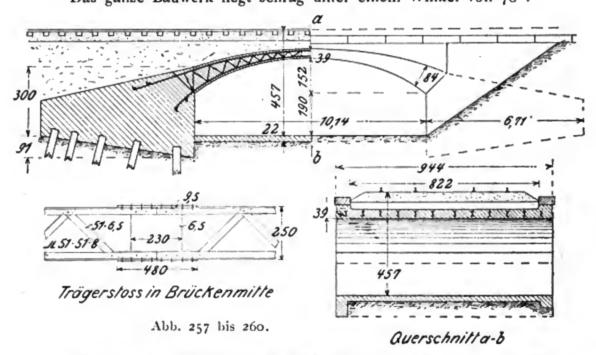


Abb. 257 bis 260.

Die von der schon einmal genannten Concrete Steel Engineering Comp. erbaute Eisenbahnbrücke über den Stevens Creek bei San Francisco, dargestellt in den Abb. 257 bis 260, hat eine lichte Weite von 10,14 m und eine Gesamtbreite von 9,44 m.

---

[1]) Vergl. S. 38.

Die in den Widerlagern fest verankerten Gurtungswinkel dienen daselbst nicht nur zur Aufnahme der Zug- und Schubkräfte im Beton, sondern sie sind auch imstande, einen Teil der Belastung mit aufzunehmen. Scheitelstärke 39 cm, Kämpferstärke 84 cm. Die Bogenträger liegen in Entfernungen von 76 cm und sind in Querrichtung nicht miteinander verbunden. Die Stirnwände sind gleichfalls in Eisenbeton ausgeführt. Zur Berücksichtigung des Temperatureinflusses sind sowohl über den Kämpfern als auch über den Bruchquerschnitten offene Ausdehnungsfugen vorgesehen. Mischungsverhältnis des Gewölbes 1 : 2 : 4 und der Widerlager 1 : 3,5 : 7.

In gleicher Art ist die Straßenbrücke in South Bend, Indiana, erbaut worden. Sie hat drei Öffnungen von je 33,53 m Spannweite und 4,83 m Stich. Gesamtbreite rund 22 m. Die Gitterträger liegen in 89 cm Entfernung. (Näheres „Beton u. Eisen" 1905, S. 240.)

Eine der kühnsten bisher ausgeführten Eisenbetonbrücken ist die Schwimmschulbrücke in Steyr, erbaut 1898 von der Betonbauunternehmung Pittel und Brausewetter, Wien (Abb. 261). Bei einer Spannweite von 42 m beträgt die Pfeilhöhe nur 2,65 m; das Stichverhältnis ist also $^1/_{16}$. Brückenbreite 6 m. Das Gewölbe ist als Dreigelenkbogen ausgebildet[1]). Die Stärken sind: am Scheitel 60 cm, an den Kämpfern 70 cm und in der Mitte der halben Spannweite 80 cm. Die Gitterträger, aus flußeisernen Winkel- und Flacheisen zusammengesetzt, liegen in Entfernungen von



Abb. 261.

[1]) Über Konstruktion der Gelenke vergl. die Angaben auf S. 120.

1 m und sind untereinander durch drei Gitterquerträger in jedem Halbbogen verbunden (vergl. hierzu auch Abb. 346 in Abschnitt VIII). Der Gewölbebeton hat ein Mischungsverhältnis 1 : 2 : 4. Es ist natürlich, daß infolge des großen Horizontalschubes die Abmessungen der Stampfbetonwiderlager ganz bedeutende sind. Die Länge eines Widerlagskörpers beträgt allein 14 m.

Aus den Abb. 262 und 263 ist die Konstruktion einer gelenklosen Melanbrücke von 30 m Spannweite, 5,5 m Breite und 7,5 m Pfeilhöhe ersichtlich.[1]) Die Brücke ist in Umbrien (Italien) erbaut und dient zur

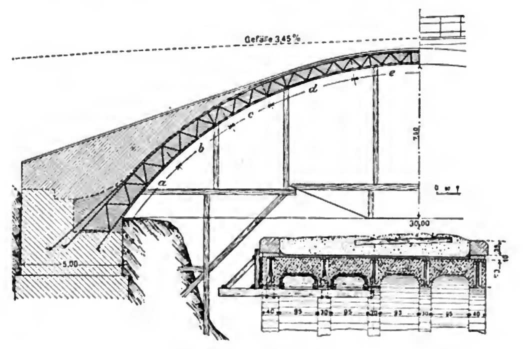


Abb. 262 und 263.

Überführung einer elektrischen Straßenbahn in 75 m Kurve. Fünf eiserne Gitterträger in Kreisbogenform sind in Abständen von 1,25 m angeordnet und durch neun eiserne Querträger miteinander verbunden. Die Gewölbestärke beträgt 0,70 m im Scheitel und 1 m an den Kämpfern. Durch kleine Entlastungsgewölbe wird die Bogenstärke bis auf 0,50 m herabgesetzt, so daß die innere Gewölbefläche den Eindruck einer gerippten Kassettendecke macht. Ober- und Untergurt sind noch durch eine 2,5 cm starke Betonschicht überdeckt. An den Widerlagern wurden die Gurte noch besonders verlängert, der obere sogar mit einem zweiten verstärkt (vergl. auch Abb. 96), und alles fest eingemauert. Für die statische Berechnung wurde berücksichtigt, daß bei der Ausführung die Eisenbogen als Lehrgerüste für das Gewölbe dienen sollten; dementsprechend hat man ihre Abmessungen so ermittelt, als wenn sie allein das ganze Gewölbe zu tragen hätten. Die weitere Ausführung des Baues wurde erst dann vorgenommen, als der Beton genügend erhärtet war und somit die ganze Belastung (Eigengewicht und Verkehrsbelastung) von der Verbund-

[1]) Vergl. Beton u. Eisen 1905, S. 112.

konstruktion aufgenommen werden konnte. Für diesen Fall wurde die statische Berechnung unter Zugrundelegung der ungünstigsten Belastungen noch einmal durchgeführt.

Abb. 264 zeigt die Verbindung eines Gitterträgers mit einem aus einem [-Normalprofil bestehenden Querriegel. Bei größeren Trägerhöhen sind gitterartig ausgebildete Querträger gemäß Abb. 263 empfehlenswerter.

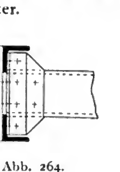


Abb. 264.

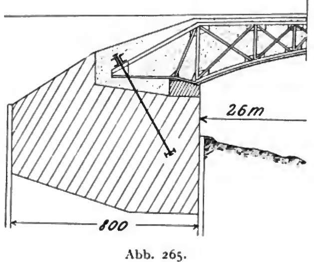


Abb. 265.

Eine besonders kräftige Verankerung eines flach gespannten Gitterbogens mit Scheitelgelenk veranschaulicht die Abb. 265. Der Träger ragt schnabelförmig in den Widerlagerkörper hinein und wird durch je zwei etwa 3,5 cm starke Rundeisen mit einem quer in das Grundmauerwerk eingebetteten wagerechten I-Träger verbunden. Eine derartige, bei Melanbrücken ungewöhnliche Gewölbeverspannung entspricht dem Grundprinzip der Bauweise Wünsch (vergl. Abb. 274).

Eine durch ihre geschmackvolle architektonische Ausschmückung bemerkenswerte Brücke ist die in San Sebastian errichtete, aus drei Bogen von je 24 m Spannweite und 1,9 m Pfeilhöhe bestehende Bogenbrücke, welche die Verbindung des Bahnhofs mit dem eigentlichen Kurort herstellt. Die Formgebung des Brückengewölbes entspricht der in Abb. 21 dargestellten Grundform. In den Pfeilern (Abb. 266 und 267) sind die Gitterträger zusammengeführt und fest miteinander verbunden. Pfeiler und Widerlager, sowie die Stirnseiten der Gewölbe haben eine Kunststeinverkleidung erhalten. Der Entwurf dieser Brückenanlage stammt von dem spanischen Ingenieur Ribera[1]).

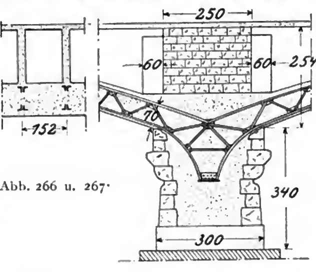


Abb. 266 u. 267.

[1]) Über konstruktive Einzelheiten vergl. die Abbildungen in Beton u. Eisen 1907, VII, S. 168 und 169.

Eine andere gegenseitige Verankerung zweier über einem Strompfeiler zusammentreffenden Gitterbogen ist in Abb. 268 dargestellt. Nur die Obergurte sind fest miteinander verlascht, während die Enden der Untergurtstäbe an quer durchlaufenden Winkeleisen befestigt sind.

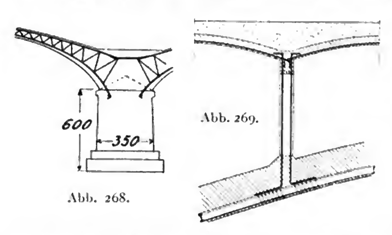


Abb. 268.
Abb. 269.

Abb. 269 zeigt eine zweckmäßige Befestigung der Ständereinlagen an den Bogenträgern. Die Sparöffnungen bestehen aus Ständerreihen mit quer verlaufenden Balkenträgern und dazwischen gespannten Spargewölben. Man hat es hier also mit einer Verbindung der Melanschen mit der Monierbauweise zu tun. Statt der Ständerreihen können natürlich auch volle Wände, mit doppelter Moniereinlage versehen, genommen werden (vergl. die Abb. 168).

Die über den Wildfluß Polcevera bei Genua führende Melanbrücke (Abb. 270 und 271) hat fünf Öffnungen von je 21 m lichter Weite und 2,05 m Stich, sowie eine seitliche Durchfahrt von 8 m Weite. Die Breite der Brückenbahn zwischen den Geländern ist 20 m; 15 m kommen auf die Fahrbahn und je 2,5 m auf die beiderseitigen Fußwege. Die Gewölbe sind ohne Gelenke ausgeführt und nach einem Korbbogensegment geformt. Die Gewölbestärke im Scheitel und beiderseits desselben bis zur Mitte der Schenkel beträgt 45 cm; sie vergrößert sich in den Kämpfern bis auf 79 cm. Überschüttungshöhe im Scheitel = 30 cm. Zur Armierung der Gewölbe dienen eiserne Gitterbogen, und zwar liegen in jedem Gewölbe 20 Stück. Über den Pfeilern sind die Bogen miteinander verbunden.

Die Pfeiler wurden auf eisernen Caissons pneumatisch in einer Tiefe von etwa 10 m unter dem Meeresspiegel fundiert. Die Caissondecke erhielt zunächst eine Betonlage und darauf eine doppelte Hausteinschicht. Das übrige Fundamentmauerwerk ist in Bruchstein, an den Außenflächen in 50 cm Stärke aus Ziegelmauerwerk ausgeführt. Pfeiler und Widerlager selbst sind in Stampfbeton hergestellt. Die Einrüstung der Pfeiler war wegen der konkaven Seitenflächen und runden Vorköpfe nicht ganz einfach. Die imitierten Quaderfugen wurden durch Leisten hervorgerufen, die an die Innenseite der Schalung genagelt waren. Bei der Berechnung wurde u. a. der Umstand berücksichtigt, daß durch teilweise Anhängung des Lehrgerüstes an die Eisenbogen der Annahme nach $^1/_3$ des Gewölbegewichtes unmittelbar von den Eisenbogen getragen wird[1]).

[1]) Über die genaue statische Berechnung dieser Brücke vergl. Technische Blätter, Vierteljahrsschrift des Deutschen Polytechnischen Vereins in Böhmen, 37. Jahrgang, I. und II. Heft (auch als Sonderdruck erschienen).

Die Betoneisenbrücke Chauderon-Montbenon in Lausanne, im Juli 1905 fertiggestellt, hat eine Gesamtlänge von rd. 227 m. Es sind sechs gleiche Öffnungen von je 28,75 m Weite angeordnet. Die Brückenbahn hat zwischen den Geländern eine Breite von 18 m. Bei solchem außergewöhnlichen Maß und bei der großen Höhe der Pfeiler (etwa 40 m) erschien es aus Zweckmäßigkeitsgründen angebracht, eine Längsteilung des Viaduktes in der Weise durchzuführen, daß zwei parallele Brücken mit Gewölben von je 5,8 m Breite in einem gegenseitigen Abstande von 5 m ausgeführt wurden (vergl. auch Abb. 23 und 24). Zur Unterstützung des mittleren, zwischen diesen beiden Viadukthälften gelegenen Teiles der Fahrbahn wurde eine von armierten Betonbalken getragene Platte genommen. Der Teilung der Brückengewölbe entspricht auch die Teilung der Pfeiler in zwei 5 m voneinander abstehende, bloß oben verbundene Pfeilerhälften[2]).

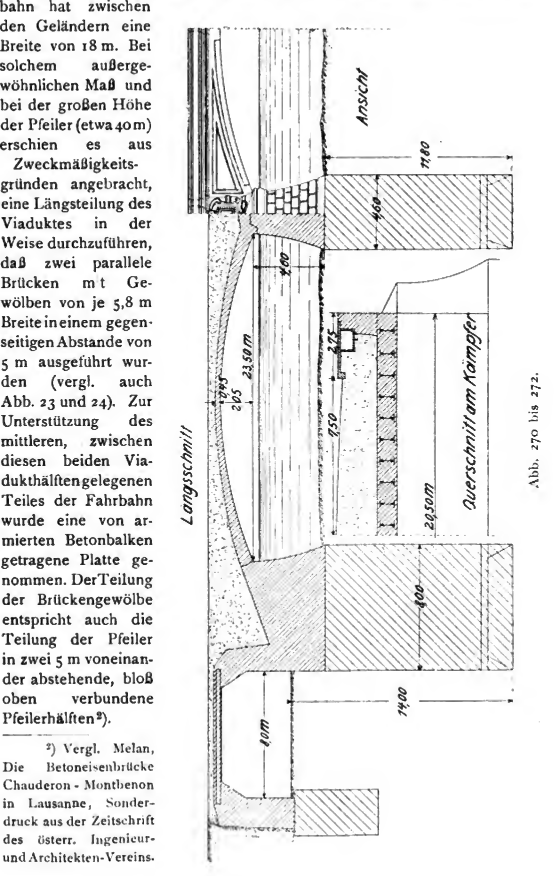


Abb. 270 bis 272.

[2]) Vergl. Melan, Die Betoneisenbrücke Chauderon-Montbenon in Lausanne, Sonderdruck aus der Zeitschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins.

Als ein weiteres Beispiel der Bauweise Melan diene die in den Abb. 272 und 273 veranschaulichte kühne Brücke über den Tagliamento, ausgeführt von der Firma Odorico u. Co.[1]). Die Gesamtlänge des ganzen

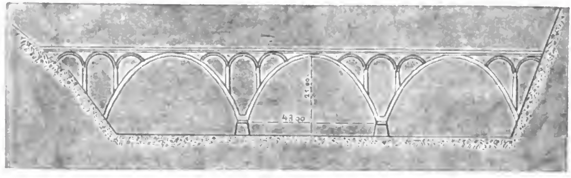


Abb. 272.

Baues beträgt 194 m, die Breite der Brückenbahn 5 m. Die drei Hauptbogen haben eine Spannweite von 52 m, eine Pfeilhöhe von 24 m und sind durch vier Gitterbogen armiert. Die Hauptbogen tragen einen Viadukt mit lichten Öffnungen von 10,5 m, welcher seinerseits die Last des Straßenkörpers aufnimmt. An den beiden Enden stützt sich die Brücke auf die Uferfelsen. Die Mittelpfeiler sind mit Luftdruckgründung aus gewöhnlichem Mauerwerk gebaut.

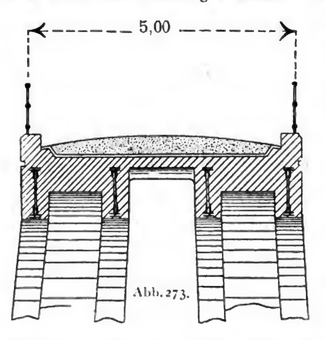


Abb. 273.

Als letztes Beispiel sei auf eine über den Hudson bei New York führende, insgesamt 313 m lange und 11 m breite Eisenbetonbrücke hingewiesen. 15 Öffnungen zu je 18,3 m Spannweite und 2,59 m Pfeilhöhe tragen die Fahrbahn. Eine jede Brückenöffnung ist von sieben Einzelbogen gemäß Abb. 29 überspannt, die eine Scheitelstärke von 31 (bezw. 53) cm und eine Kämpferstärke von 69 (bezw. 91) cm aufweisen. Die Bogenbreite beträgt 81 (bezw. 91) cm. Die Übertragung der Brückenlast auf diese Rippen erfolgt durch Längswände gemäß Abb. 22 und 24, die 31 (bezw. 38) cm[2]) stark sind. An der unteren Leibung der Rippen ist eine Verkleidungsplatte gemäß Abb. 35 vorgesehen. Die Armierung der Bogenrippen erfolgte in Melanscher Bauweise, die Armierung der Tragwände und der Fahrbahnplatte nach Monierart (mit Thacher-Eisen).

[1]) Zeitschrift Jl Monitore Tecnico Milano 30. Dicembre 1903.

[2]) Die in Klammer gesetzten Abmessungen beziehen sich auf zwei der Bogenrippen, welche die unmittelbare Last eines Eisenbahngleises aufzunehmen haben. Näheres, den Mitteilungen der American Society of Civil Engineers entnommen, findet sich in der Deutschen Bauzeitung 1907, Zementbeilage Nr. 20.

Bauweise Wünsch.

Diese Bauweise hat bisher eigentlich nur in Ungarn umfangreichere Anwendung im Brückenbau gefunden. Auch hier erfolgt die Armierung durch tragfähige Walzprofile. Der Hauptvorteil der Bauweise Wünsch ist in dem Umstand zu suchen, daß die Kräfte vertikal wie bei einem Balken auf die Widerlager übertragen werden. Diese Wirkung wird erreicht durch die Anordnung der einbetonierten Eisenkonstruktion, wodurch die vollständige Aufhebung des Horizontalschubes eintritt. Gegenüber den üblichen Gewölbekonstruktionen bildet dies einen wesentlichen Vorteil und kann bei schlechtem Baugrund oder bei geringer Konstruktionshöhe eine ausschlaggebende Rolle spielen. Der Gewölberücken ist — bei vollen Gewölbezwickeln — durchweg eben, die Pfeilhöhe, wie bei den Melanbrücken, unter Umständen eine äußerst geringe (bis $^1/_{15}$).

Was die Berechnung anlangt, so geschieht dieselbe zunächst unter der Annahme einer symmetrischen Belastung durch Eigengewicht und Verkehrslast. Hierbei verhält sich der parabolisch geformte Untergurt wie eine an beiden Enden unterstützte Kette, deren Querschnitt aus der Horizontalspannung ermittelt wird. Die obere Horizontalgurtung befindet sich in diesem Falle in spannungslosem Zustande. Bei unsymmetrischer Belastung der Konstruktion, als deren gefährlichste die einseitige angenommen wird, würde eine Verschiebung des Bogens stattfinden, zu deren Verhinderung eine Versteifung der ganzen Konstruktion erforderlich wird. Zu diesem Zwecke ist die horizontale obere Gurtung angeordnet. Die senkrecht nach unten gehenden Anker sind auf Zug beansprucht; sie sollen ein Heben des Widerlagers über die Schnittkante von Leibung und Innenseite Widerlager verhüten.

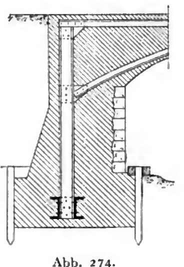

Abb. 274.

Abb. 274 zeigt die Widerlagerkonstruktion einer nach Bauweise Wünsch hergestellten Bogenbrücke von etwa 25 m Spannweite. Die Gurtungen bestehen aus zwei zusammengenieteten Winkeleisen und verlaufen parallel den entsprechenden Leibungen. Nahe der Hinterfläche der Widerlagspfeiler sind die Winkel durch vertikal gestellte Doppel-⊏-Eisen versteift, die an ihren unteren Enden durch wagerechte, quer in das Betongrundmauerwerk in ganzer Länge gelegte Doppel-⊏-Eisen miteinander verbunden sind. Auf diese Art ist eine feste, einheitliche Verbindung von Gewölbe und Widerlager hergestellt. Zum Unterschiede von dem Melanschen System erfolgt eine Verbindung der Gurte also nur bei den Kämpfern und am Schlußstein. Die Eisengerippe selbst sind, die Verankerung im Grundmauerwerk abgerechnet, nirgends miteinander verbunden. Sie liegen in Entfernungen von etwa 50 cm, also näher beisammen, als bei der Melan-Bauweise. Trotzdem ist der Gesamtquerschnitt des Eisens im Verhältnis zum Gewölbequerschnitt im Scheitel annähernd

der gleiche, also etwa 1 bis 2 vH. Auch die Betonmischung entspricht derjenigen bei Melan, allerdings nur für eine gewisse Stärke an der unteren Leibung, die gleich der Scheitelstärke ist. Im übrigen wird magerer Beton verwandt (1 : 8).

Als Beispiel sei in den Abb. 275 bis 279 die Konstruktion einer Straßenüberführung bei der neuen Hauptbahnhofsanlage in Wiesbaden

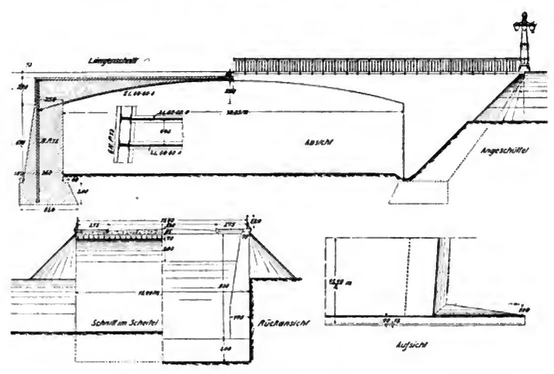


Abb. 275 bis 279.

(an der Kupfermühle in St. km 39,7 + 19,3) wiedergegeben. Die Ausführung dieses Bauwerkes stammt von der Gesellschaft „Keppich-Eisenbeton". Bei 30,05 m Spannweite beträgt die Pfeilhöhe 2 m, also $^1/_{15}$ Stich. Lichte Brückenbreite zwischen den Geländern 15 m; Scheitelstärke 40 cm. Die Eisengerippe liegen in Entfernungen von rund 47 cm. Sie setzen sich folgendermaßen zusammen: Obergurt wie Untergurt $2 < 60 \cdot 60 \cdot 6$, Vertikalversteifung 2 [-N.-P. 18, ebenso die Horizontalversteifung im Grundmauerwerk. Die Verbindung der Gurtungswinkel unter sich (im Scheitel) und mit den [-Profilen erfolgt durch Laschennietung.

Im folgenden seien einige neuere Brückenausführungen nach Bauweise Wünsch angeführt:

Straßenbrücke über den Neutrafluß bei Érsekujvar[1]), sechs Öffnungen von je 17 m Spannweite bei $^1/_{15}$ Stich, Brückenbreite 6 m, Scheitelstärke 25 cm, Baukosten 80 000 M.

Straßenbrücke über die Vérke neben Beregszasz, eine Öffnung von 7 m Spannweite, Scheitelstärke 10 cm, Baukosten 7200 M.

[1]) Ausführliche Beschreibungen dieser Brückenbauten sind in der Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins erschienen.

Kaiserbrücke in Sarajevo[1]), eine Öffnung von 25,36 m Spannweite bei $^1/_{10}$ Stich, Brückenbreite 11,25 m, Scheitelstärke 30 cm, Baukosten 44000 M.

Straßenüberführung neben Pozsony, eine Öffnung von 25,60 m Spannweite, Baukosten 40000 M.

Eine eigenartige Armierung weist eine in New-Jersey (bei Paterson), Nordamerika erbaute Straßenbrücke auf. Ober- und Untergurt sind aus Schienenprofilen hergestellt, deren Biegung sich den entsprechenden Leibungen anpaßt. Die Verbindung beider Gurte erfolgt durch senkrechte Eisenplatten in je 1,50 m Entfernung. Als Querversteifung der einzelnen Träger unter einander dienen fest verspannte Rundeisen. Die Verankerung der Träger in den Widerlagskörpern geschieht in ähnlicher Weise wie bei dem System Wünsch.

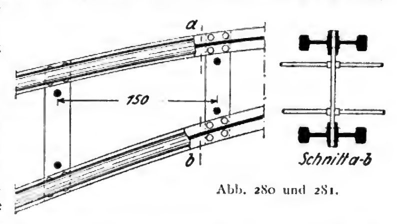


Abb. 280 und 281.

Schließlich sei noch auf die Armierung der von Möller entworfenen Königsbrücke in Düsseldorf hingewiesen. Die Grundform der als Dreigelenkbogen ausgebildeten Brücke entspricht Abb. 37 und 38. Bei 16 m Spannweite ist der Pfeil $^1/_{15}$. Um die oberen Zug- und die unteren Druckspannungen möglichst klein zu halten, sind die gezogenen Eisen der fachwerkartigen Armierung aus dem Gewölbe (gemäß Abb. 3) herausgelegt.[2])

V. Gelenkbrücken.

Die Einführung des Gelenkbogensystems ist wohl das Modernste in dem an sich schon modernen, eisenarmierten Gewölbebau. Allerdings gehen die Ansichten über die praktischen Vorteile der Gelenke zur Zeit noch etwas auseinander. So verzichten beispielsweise die Franzosen fast durchweg auf Gelenke, während hingegen bei gewölbten Brücken von besonders großen Spannweiten die Deutschen fast immer die Gelenksysteme bevorzugen.

Bogen mit einem und zwei Gelenken sind nur wenig ausgeführt, da sie sowohl in praktischer wie theoretischer Hinsicht den eingespannten Gewölben gegenüber keine nennenswerten Vorteile

[1]) Vergl. die Randbemerkung auf voriger Seite.

[2]) Über genauere Angaben vergl. Deutsche Bauzeitung 1907, Zementbeilage Nr. 7.

bieten[1]). Die zweckmäßigste Grundform ist der Dreigelenkbogen. Bei großen Brückenweiten ist er im Interesse einer guten Ausrüstung und einer erfolgreichen Bekämpfung schädlicher Temperatureinflüsse fast unentbehrlich geworden. Er bewährt sich um so besser, je bedeutender das Eigengewicht des Gewölbes im Vergleich zur Verkehrslast ist. Über die Ausführung selbst, über die vorteilhafteste, zweckmäßigste Anordnung können die diesbezüglichen Studien noch nicht als abgeschlossen betrachtet werden. Mehrtens-Dresden vertritt die Meinung, daß es für die Dauerhaftigkeit der Brücke besser ist, die Gelenklücken vor der Inbetriebsetzung zu verfüllen, was bei Stampf- und Eisenbetonbauten ja leicht und sicher ausgeführt werden kann. Doch haben die bisher erbauten Gelenkbrücken im Gegensatz hierzu offene, freiliegende Gelenke erhalten.

Die Vorteile der Gelenkbrücken gegenüber den eingespannten Gewölben sind (wie bei den Eisen- und Steinbrücken) in der Hauptsache folgende:

1. der Bogenträger ist statisch bestimmt, macht also die Anwendung der Elastizitätstheorie entbehrlich und gestattet eine vereinfachte Berechnungsweise;
2. die Spannungen im Gewölbe sind unabhängig von Temperatureinflüssen, von der Nachgiebigkeit der Widerlager und Pfeiler, von der Zusammendrückung des Wölbmaterials und schließlich auch von der Aufnahme und Abgabe von Feuchtigkeit. Ebenso sind Rissebildungen infolge Eintrocknens des Rüstholzes und infolge Senkung des Gewölbescheitels beim Ausrüsten so gut wie ausgeschlossen. Alle diese Punkte gelten namentlich für die im Eisenbetonbau üblichen Flachbogen;
3. die Betondruckfestigkeit kann auch bei kleineren Eisenbetongewölben — zum Gegensatz von den eingespannten — bis zur zulässigen Grenze voll ausgenutzt werden. Durch erlaubte Wahl höherer Pressungen im Beton kann man gegebenenfalls eine Ersparnis an Baustoff erzielen.

Die Nachteile sind den genannten Vorteilen gegenüber zumeist geringwertigerer Natur und nur in vereinzelten Fällen — weitgespannte Flachbogen, nachgiebige Widerlager und schädliche Temperatureinflüsse vorausgesetzt — ausschlaggebend für die Wahl des Systems. Nachteile sind:

1. eine Erhöhung der Anlage- und Unterhaltungskosten, die sich insbesondere bei kleinen Spannweiten fühlbar machen kann und durch die Notwendigkeit besonderer Sorgfalt in Materialauswahl und Montage der Gelenkteile veranlaßt wird;
2. eine unschöne Formgebung in ästhetischer Hinsicht infolge Verstärkung der Bogen in Schenkelmitte (vergl. Abb. 282).

[1]) Bei den Bogenbrücken mit nur einem Gelenk (im Scheitel) ist kein rechter Zusammenhang in der Gesamtkonstruktion vorhanden, weshalb unter Umständen dynamische Wirkungen von schädlichstem Einfluß werden können. Infolge Verminderung des Schubes wird allerdings die Standfestigkeit des Widerlagers erhöht und so der Vorteil billigerer Gründung geschaffen. Doch ist dieser Vorteil nur unbedeutender Natur.

Bei geringerer Beanspruchung der Scheitel- und Kämpferstellen und bei geringer Verkehrslast kann jedoch eine solche Verstärkung unterbleiben[1]).

3. Die Scheitelsenkung nach dem Ausrüsten ist oftmals eine recht beträchtliche (vergl. Leibbrand, Die Donaubrücke bei Inzigkofen).

Was Materialverbrauch anlangt, so kann derselbe bei Dreigelenkbogen, wenn die Spannungen den zulässigen Höchstwert nicht erreichen, größer werden als bei eingespannten Bogen — gleiche Beanspruchung vorausgesetzt. Doch ist zu bedenken, daß der Sicherheitsgrad der Konstruktionen im ersten Falle ein wesentlich höherer ist. Da der Gewölbeschub bei Dreigelenkbogen größer ausfallen kann als bei den eingespannten Konstruktionen, sind starke und massige Widerlager notwendig.

Wie schon einmal erwähnt, werden die Gelenke fast durchweg offen gelassen. Von unten aus bleiben sie in der Regel sichtbar, während sie an den Stirnseiten der Brücke durch Betonmasken mit genügend breiten Fugen verhüllt und oben durch abnehmbare, in Goudron vergossene Eisenbetonplatten (natürlich nur bei voller Überschüttung) überdeckt werden können. Außerdem sind Ausdehnungsfugen oberhalb des Gewölbes notwendig, die man gemäß Abb. 89 und 90 (auf S. 22) abdecken kann. Infolge der sehr hohen Beanspruchung (bis 80 kg/cm²) sind besonders gute Betonmischungen für die Gelenklagerung zu wählen (1 : 3 oder 1 : 1 : 2½). Bei Eisenbetonbrücken sind Gelenke bisher nur vereinzelt angewandt worden; doch bietet es keinerlei Schwierigkeiten, die Anwendung solcher Gelenke auch hier vorzunehmen.

Bei kleinen Spannweiten (Mörsch gibt 38 m als Grenze an) empfehlen sich gelenkartig wirkende Bewegungsfugen mit **Bleiplatten.** Bleigelenke sind durch v. Leibbrand, Stuttgart, eingeführt worden, allerdings nur als provisorische Gelenke[2]). Zulässig sind Pressungen von 70 bis 100 kg/cm², vorausgesetzt, daß die Fugen nicht mit Zement ausgegossen sind. Man nimmt als zweckmäßige Abmessungen etwa 20 mm für die Stärke, 15 bis 20 cm für die Breite und 60 bis 80 cm für die Länge, welch letztere der Länge der anschließenden Quadern entsprechen möchte. Solche Bleiplatten legt man zwischen Granit- oder Betonquadern oder auch unmittelbar in frischen Beton (1 : 6), um eine satte, gleichmäßige Kraftübertragung zu ermöglichen.

---

[1]) Man kann sogar bei richtig gelegten Kämpfergelenken mit nur wenig Materialzugabe eine Gewölbeform schaffen, bei welcher, wie bei den eingespannten Bogen, die Gewölbestärke von den Kämpfern aus nach dem Scheitel hin gleichmäßig abnimmt. Vergl. S. 117 und Abb. 293.

[2]) Provisorisch wirkende Gelenke sind solche, welche bald nach der erfolgten Ausrüstung mit Zementmörtel vergossen werden und auf diese Weise den anfänglichen Gelenkbogen in einen eingespannten Bogen umwandeln. Die Zusatzspannungen infolge Nachgiebigkeit der Widerlager und Zusammenpressung des Baustoffes sind dann beseitigt, die Nebenspannungen infolge Temperatureinflüsse allerdings geblieben.

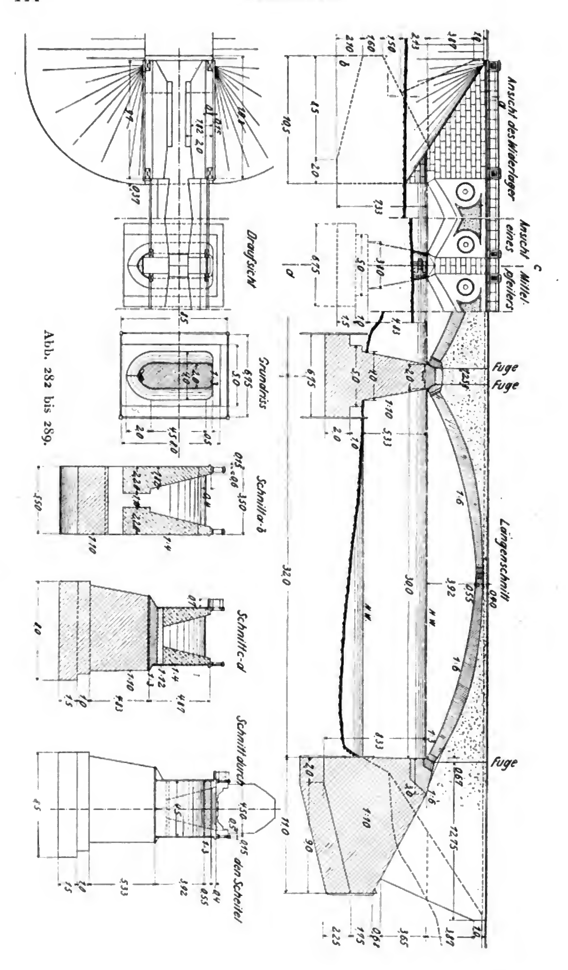


Abb. 282 bis 289.

Eine zur Zeit noch im Bau begriffene Gelenkbrücke über die Neiße oberhalb Steinbach bei Rothenburg O.-L. ist in den Abb. 282 bis 289 dargestellt. Diese von der Act.-Ges. für Beton- und Monierbau ausgeführte Eisenbahnbrücke zählt 5 Öffnungen zu je 30 m Spannweite. Die Bogenstärken sind 55 cm im Scheitel, 70 cm im Kämpfer und 1 m in Schenkelmitte. Die Gelenkanordnungen im Scheitel wie am Pfeiler zeigen die Abb. 290 bis 292. Die eingefügten Bleiplatten haben 10 mm

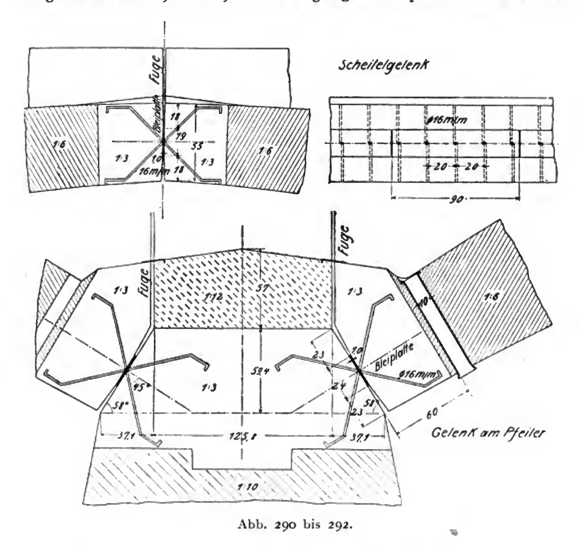


Abb. 290 bis 292.

Stärke, 19 bezw. 24 cm Breite und 90 cm Länge. In Abständen von 20 cm sind kreuzweise einbetonierte Rundstäbe von je 16 mm Durchmesser vorgesehen, um ein Gleiten der Schenkel vom Widerlager zu verhindern. Die anschließenden Betonquadern sind im Mischungsverhältnis 1 : 3 hergestellt. Die Offenhaltung der Gelenkfugen erfolgt durch einbetonierte Blechstreifen.

Bei der von Möller entworfenen Königsbrücke in Düsseldorf sind an Stelle der kreuzweise angeordneten Rundstäbe einbetonierte und normal zur Berührungsfläche stehende Flacheisen 100 · 15 mm in je 1 m Abstand genommen worden. Die Bleiplatten (Weichblei) zeigen 25 cm Breite und 8 mm Dicke. Die sichere Offenhaltung der Fugen bei Herstellung des Schenkelwiderlagskörpers wurde durch Eisenbetonplatten bewirkt, die

im voraus hergestellt und im erhärteten Zustande, als Schalung dienend, eingebaut wurden. Normal aus den Platten hervorstehende, mit Haken versehene Rundeisen stellen die dauernde Verbindung dieser Platten mit dem Schenkelkörper her[1]).

Weiterhin sind Bewegungsfugen mit Bleiplatten bei der Lennebrücke in Halden i. W. (18,5 m Spannweite)[2]) sowie bei der Donaubrücke in Ehingen (21 m Spannweite)[3]) angewandt worden.

Steingelenke, von Köpcke, Dresden, zuerst angewandt, sind zwar billiger als eiserne Gelenke, haben jedoch den Nachteil, daß sie infolge ihres bedeutenden Gewichtes schwer zu handhaben sind. Die zusammengehörigen Gelenksteine zeigen konvexe und konkave Krümmung, letztere mit größerem Radius. Die spezifische Pressung fällt um so geringer aus, je mehr Berührungsfläche vorhanden ist, je weniger verschieden also die Krümmungsradien sind; doch ist die Fixierung der Druckresultante dann aber um so schwieriger. Das beste Material ist harter Granit. Die Quadern sollen möglichst ebenso breit wie hoch sein. Man rechnet an den Berührungsstellen mit einer maximalen Pressung von 150 bis 200 kg/cm².

Um etwaige kleine Krümmungsfehler an den Gelenkflächen auszugleichen, kann man zwischen die Gelenkquadern Platten aus Weichblei einlegen. Asphalt- oder Asbestplatten eignen sich weniger, da sie sich zu sehr zusammendrücken lassen. Bei der oben erwähnten Lennebrücke in Halden nahm man 2 mm starke und 25 cm breite Bleistreifen; diese wurden ihrerseits wieder zwischen zwei 0,08 mm starke Messingbleche gepackt, um das Einpressen des Bleies in die Poren des Granits zu verhüten, also die Reibung in den Gelenken zu verringern. Statt der Messingbleche können auch etwa 0,1 mm dicke Kupferplatten genommen werden[4]).

Bei der Neckarbrücke in Hochberg ist der Kämpferquader eben geblieben; nur der Bogenanfänger erhielt eine 5 m Radius-Krümmung. Die Berührungsstellen, zu 8 cm angenommen, wurden geschliffen, so daß mit einer spezifischen Pressung von 280 kg/cm² gerechnet werden konnte[5]).

Die Berechnung der Steingelenke geschieht in der Regel nach den Formeln von Hertz oder Köpcke. Da aber die gewonnenen Resultate infolge zweifelhafter Voraussetzungen nur selten den tatsächlichen Forderungen entsprechen, empfiehlt sich in allen Fällen eine vorherige Prüfung des in Aussicht genommenen Steinmaterials. Das gilt insbesondere auch von den Gelenkquadern aus Beton und Eisenbeton. Dieselben haben

---

[1]) Vergl. die Fußnote auf S. 111.

[2]) Büsing, Schumann, Der Portland-Zement 1905, S. 477.

[3]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1901, S. 506.

[4]) Leibbrand, Die Betonbrücke mit Granitgelenken über die Eyach bei Imnau in Hohenzollern, Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin. (Bei dieser Brücke ist zwischen den Granitflächen eine Walzbleiplatte von 3 mm Dicke, 10 cm Breite und 25 cm Länge gelegt worden.)

[5]) Weiterhin vergl. die in den Abb. 59 und 73 dargestellte Dreigelenkbrücke zu Bari.

den großen Vorzug der Billigkeit und der Dauerhaftigkeit. Sie werden in festen Formen hergestellt, so daß sie beim Verlegen schon einen genügenden Härtegrad, eine ausreichende Druckfestigkeit aufweisen. Die Reibungsverhältnisse sind aber nur schwer festzustellen; die spezifische Druckspannung beträgt höchstens 90 kg/cm². Betongelenke können also nur für mittlere Spannweiten in Frage kommen. Die Betongelenke der Lennebrücke (50 · 50 cm) erhielten eine konvexe Krümmung mit 2 m Halbmesser und eine konkave mit 3,13 m. Sie wurden hergestellt in einer Mischung von 1 Tl. Zement + 2 Tl. gewaschenem und gesiebtem Sand + 2 Tl. gewaschenem Kies. Bei der Maschinenmischung wurde der Wasserzusatz derartig bemessen, daß die Betonmasse nach vollendetem Stampfen anfing, ein wenig plastisch zu werden. Statt teurer gußeiserner Formen für die Wälzungsflächen der Quadern nahm man Hartgipsformen (vergl. die auf voriger Seite unter [2]) in Fußnote angegebene Literatur).

Die Betongelenke der schon mehrfach erwähnten Moselbrücke in Sauvage bei Metz haben folgendes Mischungsverhältnis: 1 Tl. Dyckerhoffscher Zement + 2 Tl. Moselsand von 0 bis 7 mm Korn + 2 Tl. Dolomitschotter, davon je ein Drittel von 4 bis 15 mm, 15 bis 25 mm, 25 bis 35 mm Korn.

Eine durchaus einwandfreie Gelenkwirkung kann eigentlich nur bei den **eisernen Gelenken** festgestellt, der tatsächliche praktische Effekt nur bei diesen in leichter Weise beurteilt werden, jedenfalls bei weitem besser als bei den vorher besprochenen Gelenken. Als nachteilig könnte angegeben werden, daß die eisernen Gelenke gegen Witterungseinflüsse ungeschützt bleiben und bei geringerer Dauerhaftigkeit verhältnismäßig teuer sind. Zur Erzielung einer gleichmäßigen Druckübertragung empfiehlt es sich, zwischen Gelenk und Auflagerquader eine etwa 4 mm dicke Bleiplatte einzuschalten.

Die Abb. 293 und 294 zeigen die erst im Sommer 1907 fertig gestellte Unterführung der Prinz-Regentenstraße in Wilmersdorf-Berlin[1]). Es ist eine Eisenbeton-Gelenkbogenbrücke von rund 30 m lichter Weite, aber nur 24,40 m Spannung. Die sehr in die Erscheinung tretenden Kragarme der Widerlager haben in erster Linie den Zweck, den sonst ziemlich beträchtlichen Ausschlag der Drucklinie an der Bruchfuge zu vermeiden und so ein Gewölbe zu ermöglichen, welches — ähnlich dem eingespannten Bogen — nach dem Scheitel hin merklich dünner wird, von 75 auf 40 cm. Die Stärkeabnahme nach den Kämpfern hin ist nur unbedeutender Art, von 75 auf 65 cm. Die Annahme, daß man am vorteilhaftesten tut, die Kämpfergelenke stets dorthin zu legen, wo sonst (bei Einspannung) die Kämpferfugen liegen würden, ist unzutreffend. Derartige Vorkragungen, wie sie Abb. 293 zeigt, fasse man also nicht als willkürlich gewählte Teile auf, mit welchen sich die Widerlager gegen

[1]) Eine ausführliche Bnschreibung dieser von der Act.-Ges. für Beton- und Monierbau für die Kgl. Eisenbahndirektion Berlin erbauten Eisenbetonbrücke gelangt in der Zeitschrift für Bauwesen zur Veröffentlichung.

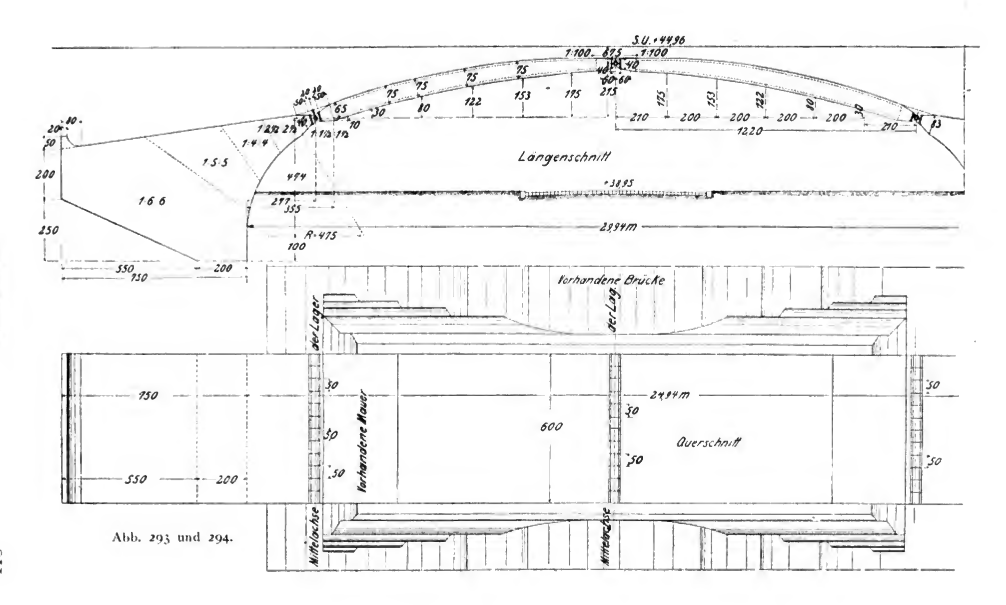


Abb. 293 und 294.

den Bogen stützen.[1] Bei 25 cm Überschüttung bis Gleisunterkante beträgt die Pfeilhöhe $^1/_{11}$ der Spannweite. Die Gelenke werden — ähnlich den Bolzenkipplagern der Eisenbogen — durch gußeiserne Lagerstühle gebildet, welche einen zylindrischen Stahlbolzen umfassen. Gleiche Gelenkkonstruktionen zeigen die Betonbrücke bei Neckarshausen[2] (50 m Spannweite) und die Donaubrücke bei Inzigkofen[3] (44 m Spannweite). Die Stuhlgelenke der zuletzt genannten Brücke sind in Abb. 295 und 296 dargestellt.

Wälzgelenke aus Gußstahl haben denen aus Stein gegenüber den Vorteil kleinerer Radien. In theoretischer Hinsicht sind sie also mehr zu empfehlen, da die Fixierung der Druckresultierenden eine genauere

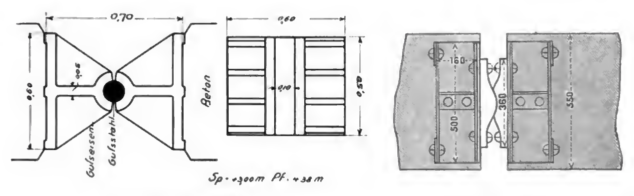


Abb. 295 und 296. Abb. 297.

ist. Abb. 297 zeigt die Gelenkkonstruktion der Sihlbrücke in Zürich, einer Eisenbetonbrücke nach System Melan. Zwecks Verteilung des Druckes auf eine größere Betonfläche sind hier an Stelle von Quadern Eisenkasten verwandt, die aus Walzeisen und Blechen zusammengenietet sind. Derartige Kastenlagerungen kamen erstmalig bei der von Leibbrand entworfenen Donaubrücke bei Munderkingen (Stampfbetonbogen von 50 m Spannweite) zur Anwendung.

Bei der in zwei verschiedenen Ansichten (Abb. 298 und 299) vorgeführten Isarbrücke bei Grünwald (München)[4] sitzen die aus einem einzigen Stahlgußstück hergestellten Wälzlagerteile mit gehobelter Fläche und dazwischen gelegten 4 mm starken Bleiplatten auf armierten Betonquadern, die aus Ersparnisrücksichten statt anfänglich projektierter Granitquadern genommen wurden. Bei der Herstellung dieser Betonquadern, die

[1] Vergl. hierzu Färber, Dreigelenkbogenbrücken, 6. Kapitel: Die richtige Lage der Seitengelenke.

[2] Leibbrand: „Die Neckarbrücke bei Neckarshausen", W. Ernst u. Sohn, Berlin.

[3] Zeitschrift für Bauwesen 1896, S. 279. Weiterhin vergl. die Konstruktion der Gußstahlgelenke der Wallstraßenbrücke in Ulm, Deutsche Bauzeitung 1907, Zementbeilage Nr. 3.

[4] Vergl. Abb. 80 und 81 auf Seite 20. Abbildungen des Kämpfer- und Scheitelgelenkes sind enthalten in Mörsch, Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung.

in genauen gußeisernen Formen mit eben gehobelten Flächen erfolgte, wurden die Einlagen in ganzer Höhe gleichmäßig verteilt, weil bei den

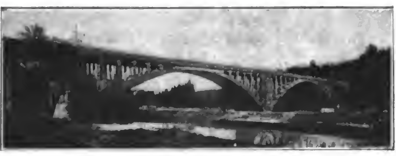
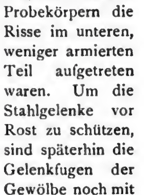


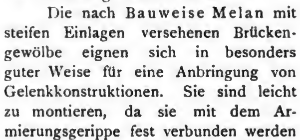
Abb. 298.



Probekörpern die Risse im unteren, weniger armierten Teil aufgetreten waren. Um die Stahlgelenke vor Rost zu schützen, sind späterhin die Gelenkfugen der Gewölbe noch mit Zementmörtel ausgegossen worden. Durch eine in die Mitte der Fuge einbetonierte Schicht Asphaltfilz soll die Beweglichkeit der Gelenke gewahrt bleiben.



Abb. 299.



Die nach Bauweise Melan mit steifen Einlagen versehenen Brückengewölbe eignen sich in besonders guter Weise für eine Anbringung von Gelenkkonstruktionen. Sie sind leicht zu montieren, da sie mit dem Armierungsgerippe fest verbunden werden können. Bei der in Abb. 261 vorgeführten Schwimmschulbrücke in Steyr sind für die eisernen Bogen gußeiserne Auflagerschuhe mit Stahlbolzen gemäß Abb. 295 vorgesehen und für die dazwischen liegenden Gewölbeteile Steingelenke mit zylindrischen Oberflächen von verschiedenem Radius. Diese Wölbsteine weisen eine Betonmischung 1 : 4 auf; ihre Berührungsflächen sind mit Fluaten behandelt worden. Zwischen den Stein- und Stahlgelenken ließ man kleine Zwischenräume, die nach Fertigstellung des Brückenbaues mit Stampfbeton verfüllt wurden. In die Gelenkfuge sind Asbestplatten eingelegt. — In gleicher Weise wurde die Gelenkanordnung der Kaiser-Franz-Josefs-Jubiläumsbrücke in Laibach (35,30 m Spannweite) vorgenommen. Bei der Melanbrücke über den Schwarzafluß in Payerbach (vergl. Abb. 265) ist nur ein Gelenk, und zwar im Scheitel angeordnet. Es hat den Zweck, von dem verhältnismäßig dünn ausgeführten Scheitel (45 cm) alle Biegungsspannungen fernzuhalten und daselbst die Stützlinie zu fixieren (vergl. aber die Fußnote auf S. 112). Bei 1,8 m Pfeilhöhe beträgt die lichte Weite der Brücke 26 m[1]).

Was schließlich die **Berechnung der Dreigelenkbrücken** anlangt, so dürfte es sich empfehlen, für die Projektbearbeitung zunächst die für verschiedene Belastungsfälle auftretenden Stützlinien graphisch zu ermitteln und daraufhin die Kantenpressungen vorläufig festzustellen.

[1]) Über weitere Gelenkbrückenausführungen vergl. die Zusammenstellung in den Leitsätzen über Stampfbeton des Deutschen Betonvereins 1905, mitgeteilt im Beton-Kalender 1908, I. Teil, S. 292, sowie die Zusammenstellung in Beton u. Eisen 1906, S. 280.

Die spätere genaue analytische Berechnung dieser Kantenpressungen erstreckt sich dann auf mehrere Querschnitte, und zwar unter Bestimmung der Kernpunktmomente aus Einflußlinien. Eine durchgängige Untersuchung auf graphischem Wege mit Hilfe von Stützlinien ist ebenso zeitraubend als ungenau. Vorteilhafter ist schon eine genaue zeichnerische Untersuchung nach dem von Leibbrand angegebenen Verfahren mittels Belastungsscheiden[1]).

VI. Fachwerkartige Bogenbrücken.

Fachwerkbrücken mit kreis- oder parabelförmig gebogenen Gurtungen gehören mehr oder weniger ins Gebiet der Balkenbrücken. Sie stellen in statischer Hinsicht entweder einfache Träger auf zwei und mehreren Stützen oder Bogenträger mit aufgenommenem Horizontalschub dar, bilden also gleichsam den Übergang der Balkenbrücken zu den Bogenbrücken[2]).

Es sind zwei Hauptgruppen derartiger Systeme zu unterscheiden, solche mit unten und solche mit oben liegender Fahrbahn. Zur ersten Gruppe können alle diejenigen Bogenbrücken gezählt werden, deren Fahrbahn hängend angeordnet ist und deren Horizontalschub durch kräftige Rippenarmierung der Fahrbahnkonstruktion voll und ganz aufgenommen wird. Die Fahrbahn selbst liegt in der Ebene des Untergurtes. (Vergl. S. 10 und S. 98.) Als Beispiel kann die in den Abb. 337 bis 339 im I. Teile dieses Brückenbuches (Balkenbrücken) dargestellte Eisenbahnbrücke in Surfleet, England, angeführt werden. Die Trägerlänge beträgt 18,2 m, die Höhe in Bogenmitte 1,83 m. Die im Querschnitt kreuzförmig

---

[1]) Vergl. die hier in Betracht kommenden Werke über Statik und Festigkeitslehre. Außer den in diesem Abschnitt in Fußnoten angegebenen Arbeiten seien u. a. hier noch erwähnt:

Tolkmitt, Leitfaden f. d. Entwerfen u. d. Berechnung gewölbter Brücken, W. Ernst u. Sohn, Berlin, 1902;

von Leibbrand-Stuttgart, Gewölbte Brücken, Fortschritte der Ingenieurwissenschaften, II. Gruppe, 7. Heft, 1897;

Färber, Dreigelenkbogenbrücken und verwandte Ingenieurbauten. Neue Hilfsmittel und Methoden der rationellen Formbestimmung, 1908;

Teichmann, Zahlenbeispiel zur statischen Berechnung von massiven Dreigelenkbrücken mittels Einflußlinien, 1904;

Dewitz, statische Untersuchung und Beschreibung einer Betonbogenbrücke mit Granitgelenken, 1905;

Leibbrand-Sigmaringen, Vortrag über Fortschritte im Bau weitgespannter, flacher, massiver Brücken, im Auszug mitgeteilt in Beton u. Eisen, 1906, Heft X und XI;

Christophe, Berechnung von Dreigelenkbogenbrücken, Annales des Travaux publics de Belgique, 1896, S. 529;

Beton-Kalender 1908, II. Teil, S. 187 (Mörsch).

[2]) Vergl. Kersten, Brücken in Eisenbeton, Teil I, Abschnitt IV: Fachwerkbrücken (S. 125).

Ansicht der Brücke.

Querschnitt.

Ansicht.

Längenschnitt.

Querschnitt.

Stabschema.

Graphische Ermittlung der Stabspannungen.

Abb. 301 bis 306.

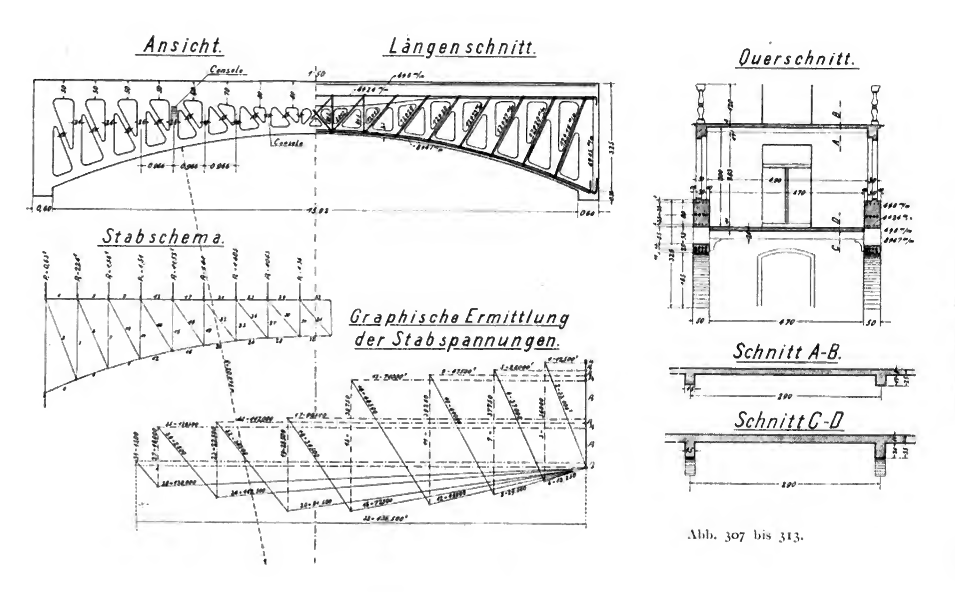


Abb. 307 bis 313.

ausgebildeten Pfosten zeigen vertikale wie diagonale Armierung. Die Konstruktion dieser Brücke ist — allgemein betrachtet — ein Mittelding zwischen Balkensystem mit unten liegender Fahrbahn und durchbrochener Wandung und zwischen Bogensystem mit angehängter Fahrbahn. Derartige Ausführungen sind verhältnismäßig selten, bewähren sich aber insofern gut, als sie nur vertikalen Auflagerdruck erzeugen und deshalb Widerlagskörper gewöhnlicher Abmessungen erfordern. Man hat sogar gelegentlich Rollenlager vorgesehen.

Ein anderes Beispiel einer Bogenbrücke mit aufgenommenem Horizontalschub ist die projektierte Brücke über die Bregenzer Ache bei Lauterach, ein Entwurf der Firma Luipold und Schneider[1]). Die Gesamtlänge beträgt 160 m; fünf Öffnungen weisen je 23,60 m Lichtweite und vier Öffnungen, durch Balkenträger überbrückt, je 8,4 m Lichtweite auf. Die Brückenbreite von 7 m setzt sich aus 4,60 m Fahrbahn und 2 · 1,20 m Fußsteig zusammen. Für den Entwurf in Eisenbeton sind 200 000 Kr. angesetzt, für einen gleichzeitig vorgelegten Entwurf in Eisen dagegen 300 000 Kr. Zieht man noch in Betracht, daß beim erstgenannten Entwurf jegliche Unterhaltungskosten in Fortfall kommen, so ist der erzielte Wirtschaftlichkeitsgrad dem Eisen gegenüber ein ganz bedeutender.

Die von der Firma Drenckhahn u. Sudhop, Braunschweig, ausgeführte Brücke über die Schlitz in Bernshausen, Hessen, zeigt gleichfalls gebogene Obergurte ($^1/_6$ Stich). Auch hier sind alle Diagonalstäbe in Wegfall gekommen, während die Fahrbahn als Untergurt den gesamten Horizontalschub mittels Rundeisen und vertikal gestellter Ankerplatten aufzunehmen hat. Bei rd. 5 m Gesamtbreite beträgt die lichte Spannweite 20 m. Im Scheitel ist der Bogenquerschnitt kreuzförmig, an den Kämpfern rechteckig. Die Drucklinie verläuft durchweg innerhalb des Kernquerschnitts.

Über Berechnungsweise diagonalloser Fachwerkträger vergl. Beton u. Eisen 1907, Heft X und XI[2]).

Zur zweiten Hauptgruppe gehören die Bogenfachwerkträger mit oben liegender Fahrbahn. Sie sind in der Praxis noch seltener vertreten als die erstgenannten Brückentypen. Einzelbogen mit aufgesetzten Ständerreihen gehören natürlich nicht hierher, weil Ober- und Untergurt in statischer Hinsicht keine Gemeinschaft besitzen. Die in Abb. 300 dargestellte Hennebiquebrücke in Hampshire, England, hat wohl das Aussehen einer Fachwerkbrücke, ist jedoch in statischer Hinsicht als eine Bogenbrücke mit Sparöffnungen und Einzelrippen aufzufassen (vergl. auch die Abb. 84 und 85).

Wirkliche Fachwerkträger, bei welchen nicht nur Vertikal-, sondern auch Diagonalfüllungsglieder vorgesehen sind, zeigen die Visintinibrücken

[1]) Nähere Angaben vergl. Beton u. Eisen 1907, Heft IX, S. 222.

[2]) Es handelt sich hier um die deutsche Übersetzung eines Manuskripts des französischen Forschers Prof. Vierendeel; vergl. auch die Abhandlung Théorie générale des Poutres Vierendeel in Mémoires de la Sté. des Ingénieurs civils de France, Aug. 1900; ferner A. Vierendeel, Cours de Stabilité, Band V und Beton-Kalender 1908, II, S. 174.

in den Abb. 301 bis 313. Da die Kenntnis der Parallelträger gleichen Systems vorausgesetzt werden kann[1]), ist bezüglich der Bogenträger nur wenig Neues hervorzuheben. Sie werden an Ort und Stelle eingeschalt, also in derselben Lage erzeugt, in welcher die Belastung stattfindet. Dies geschieht in der Weise, daß man die beweglichen Kerne an Eisendollen, welche aus den Seitenwandungen herausragen, aufhängt. Die untere



Abb. 300.

Planie wird naturgemäß der Form des Bogens angeschmiegt. Durch diese Art der Erzeugung wird der Obergurt der Träger ein homogenes Stück mit der Platte, weshalb der Querschnitt der letzteren zum Nutzquerschnitt des Obergurtes zugezählt werden kann. Im allgemeinen gelten die Vorteile der Vollbogenkonstruktionen; nur springt hier die Materialersparnis gegenüber Parallelträgern noch mehr ins Auge. Alle Vorteile gelten für sämtliche Bogenformen, weniger bei Parabelträgern, weil bei dieser Form alle Füllungsglieder bei rollender Last gleichen Spannungen ausgesetzt wären. Sämtliche Füllungsglieder müßten also armiert werden.

VII. Durchlässe und Überwölbungen.

Überwölbungen und röhrenförmige Durchlässe gehören eigentlich ins Kapitel „Kanalisationsanlagen, Leitungen usw." Doch sollen die genannten Bauwerke auch an dieser Stelle aus dem Grunde Erwähnung finden, weil bogenförmige, armierte Abdeckungen mehr oder weniger die Hauptrolle spielen. Die Vorteile, welche der Eisenbetonbau dem Konstrukteur bietet, sind mannigfacher Art. Der Eisenbeton ist imstande, sich den schwierigsten örtlichen Verhältnissen anzupassen. Parabelförmige Wandungen — dem Verlauf der Drucklinie folgend — stützen sich auf biegungsfeste Sohlkörper, deren Armierung den Horizontalschub aufnimmt. Dem Tiefbauer ist in der Wahl des Profils ziemlich freie Hand gelassen. Es entstehen keine Schwierigkeiten beim Übergang von hohen zu flachen Profilen. Innen- und Außendruck kennzeichnet lediglich die Anordnung der Einlagen; ein prinzipieller Unterschied ist nicht vorhanden. Bei Kanälen mit gedrücktem Profil, also geringer Konstruktionshöhe, leistet der Eisenbeton — wie bei allen im Kanalisationswesen vorkommenden Kunstbauten — besonders gute Dienste; denn die armierten

[1]) Vergl. Kersten, Brücken in Eisenbeton, Teil I, Balkenbrücken, S. 128.

Wölbdeckungen sind von außergewöhnlich hoher Tragfähigkeit. Infolge des geringen Gewichtes ist auch die Belastung des Untergrundes gering; trotzdem weisen die armierten Wölbdurchlässe eine bedeutende Widerstandsfähigkeit gegen alle äußeren Druckeinwirkungen auf. Schließlich kann man gegenüber den Backstein- oder Bruchsteinmauerungen mit Eisenbeton auch eine beträchtliche Materialersparnis erzielen.

Die betreffs allgemeiner Gesichtspunkte (wasserdichte Abdeckung, innere Auskleidung, Flügelmauerwerk usw.) im ersten Teile dieses Brücken-

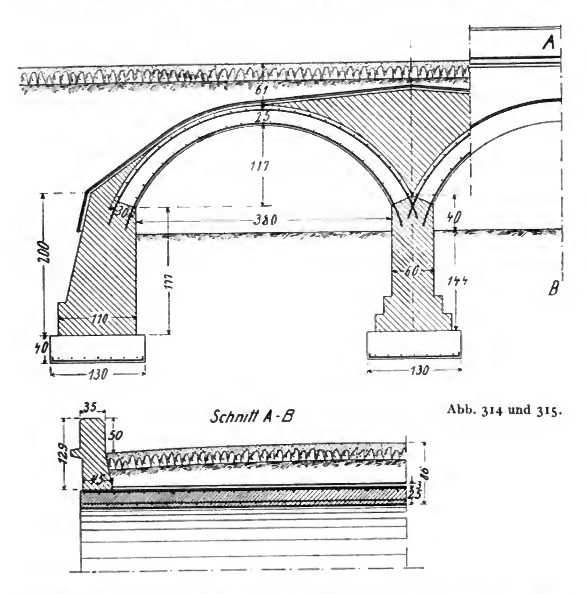


Abb. 314 und 315.

buches[1]) angegebenen, allgemeinen Gesichtspunkte gelten auch hier. Für größere Abmessungen sind halbelliptische Formen in der Regel am vorteilhaftesten. Bei besonders schlechtem Baugrund empfiehlt sich neben einer Armierung der Sohle schließlich noch ein besonderes Beton- oder Kiesfundament (vergl. Abb. 326a).

Die in den Abb. 314 und 315 dargestellte Bachüberwölbung (Mühlenbach zwischen Rhade und Lembeck) ist eine Ausführung der Dortmunder

[1]) Kersten, Brücken in Eisenbeton, Teil I, S. 14.

Firma Franz Schlüter. Die Armierung ist eine doppelte. An der inneren wie an der äußeren Leibung liegen in 1 m Tiefe 14 Rundeisen von je 10 mm Durchmesser. Die Verteilungsstäbe haben 5 mm Durchmesser und sind in Entfernungen von je 20 cm angeordnet. Die Armierung der Gründungsplatten besteht aus 10 Rundstäben von 10 mm Durchmesser für 1 m Tiefe. Die Längsstäbe haben die gleiche Stärke. Die wasserdichte Abdeckung erfolgt durch einen 3 cm starken Estrich mit darauf liegender Teerasphaltpapplage.

Abb. 316 zeigt die parabelförmige Überwölbung eines Baches mit verlorenen Widerlagern. Auch hier erfolgte die Armierung sowohl an

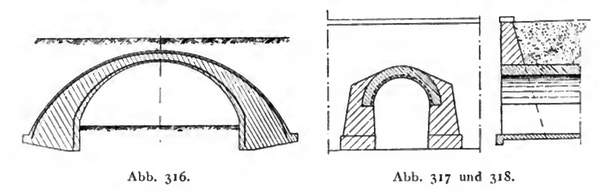


Abb. 316. Abb. 317 und 318.

der inneren, als an der äußeren Leibung. Derartige Durchlaßkonstruktionen mit verlorenen Widerlagern können im Vergleich mit den üblichen Normalien der verschiedenen Eisenbahnverwaltungen bedeutende Materialersparnisse im Gefolge haben.

Eine kreisbogenförmige Überwölbung mit Streckmetalleinlage Nr. 8[1]) ist aus den Abb. 317 und 318 ersichtlich. Lichte Weite 3,50 m. Die Abdeckung erfolgte durch 3 mm Kohlenteerpech.

Die Abb. 319 und 320 zeigen eine amerikanische Ausführung, nach

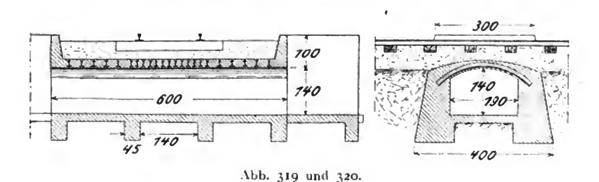


Abb. 319 und 320.

welcher sich die gebogenen Schienen in ihrer Form der inneren Leibung anpassen. Sie liegen — entsprechend der Wirkungsverteilung der Radlasten — in der Mitte näher zusammen, als an den Außenseiten[2]).

---

[1]) Über Streckmetall vergl. Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil II, 3. Aufl., S. 14.

[2]) Vergl. die analoge Ausführung als Plattendurchlaß in Kersten, Brücken in Eisenbeton, I. Teil, Seite 21, Abb. 26 und 27.

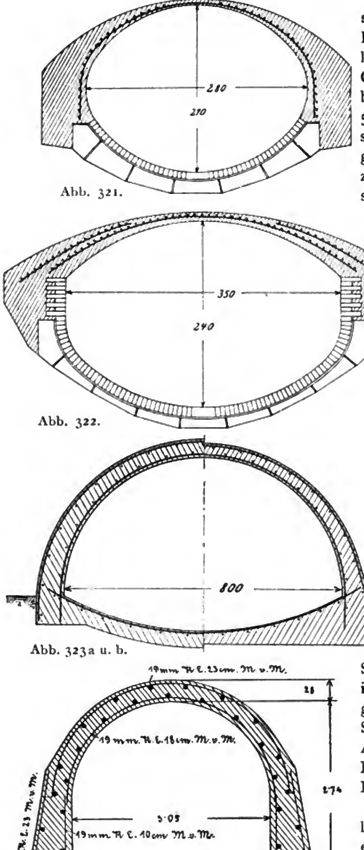


Abb. 321.

Abb. 322.

Abb. 323a u. b.

Abb. 324.

Aus den Abb. 321 und 322 sind die Kanalprofile in der Hemmstraße zu Bremen ersichtlich. Die Scheitelstärke der Gewölbe ist sehr gering; sie beträgt 10 bezw. 12 cm bei nur 50 cm Überschüttung einschließlich Pflasterung und bei gelegentlich auftretenden Einzellasten von 10 t. Des Geschiebes wegen ist die Sohle mit Klinkern gepflastert, die wiederum Betonstücke als Unterlage haben. Die Wölbung der Sohle hat den Zweck, daß auch bei geringer Wassermenge der Spiegel möglichst schmal bleibt.

Nach Abb. 323 ist auch die Sohle als Gewölbe ausgebildet worden, was insbesondere bei schlechtem Baugrund von großem Vorteil ist. Wird diese Sohle obendrein noch armiert, so ist sie imstande, den Horizontalschub des Gewölbes voll aufzunehmen. Die hier im Profil gezeigte Sielanlage ist in St. Louis erbaut. Der Beton ist im Verhältnis 1 : $2\frac{1}{4}$: $4\frac{1}{2}$ gemischt. Abb. 323a zeigt den Sielquerschnitt bei Felsboden, Abb. 323b bei unsicherem Boden (vergl. auch Zement u. Beton 1907, Nr. 9, S. 137).

Eine amerikanische Durchlaßausführung ist aus Abb. 324 ersichtlich. Auch hier bilden Wände, Wölbung und Sohle einen einheitlichen steifen Rahmen. Wie in den Abb. 321

bis 323 sind auch hier neben den Tragstäben Verteilungseisen angeordnet. Nähere Angaben über Armierung sind aus der Abbildung zu ersehen.

Einen Kanalquerschnitt mit parabelförmigem Gewölbebogen (Kanal in Harrisburg, Pennsylvanien[1]) zeigt Abb. 325a. Maximale Breite 1,85 m, Höhe 1,55 m; Scheitelstärke 12,5 cm, ebenso die Betonstärke der Sohle in Durchlaßmitte. Der Beton bestand aus 1 Tl. Zement, $2^1/_2$ Tl. Sand und $4\,^1/_2$ Tl. Kies. Eine unter Sohlenmitte befindliche kleine Grube dient zur Aufnahme von Drainrohren. Die Anordnung der Einlagen ist den Druckverhältnissen entsprechend vorgenommen worden. Die Armierung selbst kann durch Rundstäbe oder auch durch Streckmetall — in Amerika besonders beliebt — vorgenommen

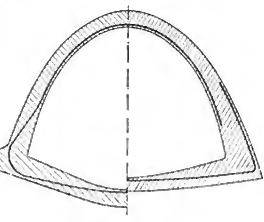


Abb. 325a und b.

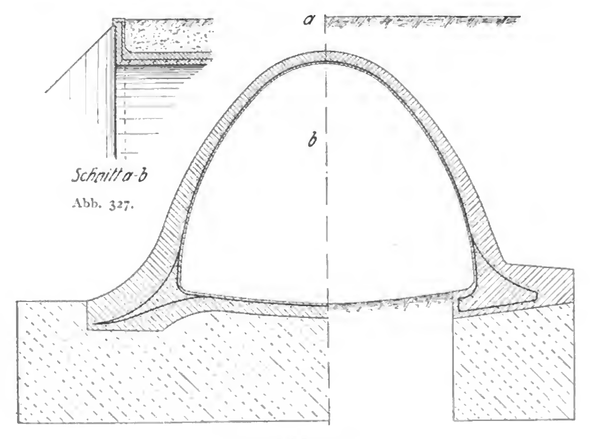


Abb. 327.

Abb. 326a und b.

werden. Die Maschenweite des Streckmetalls in Abb. 325a beträgt 7,5 cm.

[1]) Über Ausführungsarbeiten dieser Kanalanlage vergl. Handbuch für Eisenbetonbau, Bd. III, S. 527.

Der in den Abb. 326a dargestellte Durchlaß bei Greifenhagen, von schwerem Fuhrwerk befahren, ist eine Ausführung der Berliner Act.-Ges. für Beton- und Monierbau. Maximale Weite 2 m, Höhe 1,61 m, Scheitelstärke 8 cm, Überschüttung nur 30 cm. Die Kiesunterlage hat 1 m Stärke. Die Stirnmauern sind in einem Stück mit dem Gewölbe hergestellt. — Bei gutem Baugrunde genügt eine Längsfundierung der Bogenkämpfer durch Kies- oder Betonbettung gemäß Abb. 326b.

Über weitere Durchlaßangaben vergl. u. a. Handbuch für Eisenbau, III. Bd., Teil 2.

VIII. Lehrgerüste und Bauausführung.

Auf die Ausführung der Lehrgerüste für gewölbte Brücken ist besondere Sorgfalt zu legen; hängt doch von dem Gelingen eines vorteilhaft angelegten Lehrgerüstes oft die Güte des ganzen Bauunternehmens ab. Bei guten Wasser- und Bodenverhältnissen ist die Lösung verhältnismäßig einfach; schwieriger wird sie dagegen bei schlechten Bodenverhältnissen, bei reißenden Gewässern, bei Hochwasser- und Eisganggefahr.

Tritt während des Betonierens Frost ein, so kann unterhalb des Bogens geheizt und oben eine 30 bis 50 cm starke Strohlage vorgesehen werden[1]). Zur Aufrechterhaltung eines — wenn auch beschränkten — Schiffsverkehrs (vergl. Abb. 330) oder zur Vermeidung von Betriebsunterbrechungen auf Bahnstrecken (vergl. Abb. 332) oder auch bei Berücksichtigung ungünstiger Bodenverhältnisse sieht man sich zur Schaffung von Durchfahrtöffnungen veranlaßt, indem ein oder mehrere Joche fortgelassen und in zweckentsprechender Weise durch Hilfskonstruktionen ersetzt werden. Eisengerüste, die sich für solche Fälle wohl am besten eignen würden, sind noch wenig im Gebrauch, da sie in wirtschaftlicher wie technischer Hinsicht mancherlei Nachteile bieten. Neben mangelnder Steifigkeit des Ganzen wäre hier auf die Gefahr einseitiger Sonnenbestrahlung, also ungleichmäßiger Materialausdehnung hinzuweisen. Dagegen verwendet man einzelne Profilträger zur Überbrückung der oben genannten Durchfahrtöffnungen (vergl. Abb. 337, nach welcher zu diesem Zwecke I-N.-P. 28 genommen sind). Es sei auch an dieser Stelle auf die Möglichkeit einer Gewölbeteilung hingewiesen (Abb. 23 und 24, S. 8, sowie Abb. 231, S. 86). Derartige Teilungen haben eine Vereinfachung der Schalrüstung zur Folge, da man in der Lage ist, die Teilgewölbe nacheinander unter Verwendung ein und desselben Lehrgerüstes herzustellen. Schließlich ist auch noch die Verwendung von Normalgerüsten bei sich wiederholenden Brückentypen in Betracht zu ziehen.

Nach Herstellung der Widerlager (gegebenenfalls in Baugruben mit Spundwänden, durch Zentrifugalpumpen wasserfrei gehalten) beginnt die eigentliche **Aufstellung des Gerüstes,** das sich in einen unteren und in einen oberen Teil gliedert: das Untergerüst trägt die einzelnen Ständer

[1]) Bei einem Brückenbau in Heidenheim wurde, um von dem Frost unabhängig zu sein, eine Halle über die Brücke gebaut, die mit Koksöfen geheizt wurde.

des Obergerüstes. Die Notbrücke liege stromabwärts und erhalte einen Fahrweg für den Beton (Abb. 346). Vorteilhaft ist auch die Anbringung eines Turmgerüstes für die Mischarbeit. Das Mischgut selbst gelangt durch Wagen oder durch Rutschen zur jeweiligen Verwendungsstelle. Für gleichen Zweck eignen sich auch zweigleisige, sogenannte „fliegende" Brücken über dem Lehrgerüst, wie solche Abb. 339 zeigt. Will man das ganze Durchgangsprofil oder wenigstens den größten Teil desselben frei halten (Durchlaßbauten, Hochwassergefahr), so können vorteilhaft Sprengwerke zur Anwendung gelangen, welche sich auf Auskragungen oder Aussparungen der Widerlags- und Pfeilerkörper stützen. Ein Beispiel hierzu zeigt Abb. 351. Für die Berechnung der Rüstung ist es angebracht,

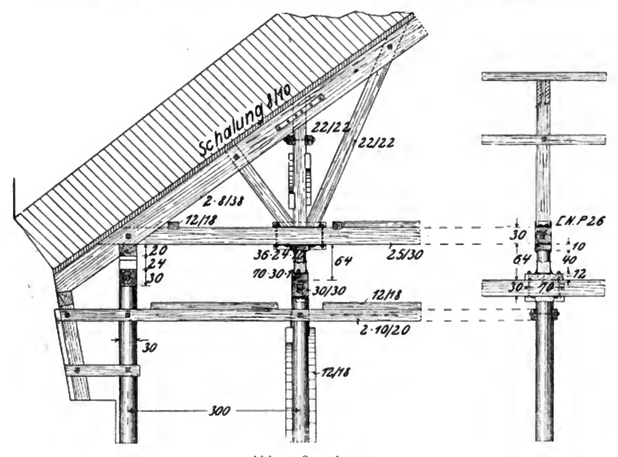


Abb. 328 und 329.

die unausbleiblichen Erschütterungen beim Betonieren durch Einsetzung der $1^1/_2$fachen Gewölbelast gebührend zu berücksichtigen. Bei Dreigelenkbrücken gibt man den Lehrgerüsten im Scheitel — je nach Spannweite und Pfeilhöhe — eine Überhöhung von 3 bis 7 cm.

Zur Brauchbarkeit eines Lehrgerüstes gehört in erster Linie eine genaue, tadellose Verzimmerung der Knotenpunkte, so daß überall gleichmäßige Kraftübertragung, aber kein Ineinanderpressen der Hölzer stattfindet. Die Schalung besteht aus Brettern, die an der Oberfläche glatt gehobelt sind. Abb. 328 und 329 zeigen einen Eckteil des Schalgerüstes für die Grünwalder Isarbrücke (vergl. die Ansichten dieser Brücke in Abb. 298 u. 299, S. 120). Es sind Längsschwellen vorgesehen, die zwecks

Verhinderung eines Verdrehens des Gerüstes in ganzer Spannweitenlänge durchgeführt sind. Eiserne Schuhe, miteinander verbolzt, dienen zur vorteilhafteren Verteilung des Ständerdrucks. Das Aufsetzen des Lehrgerüstes auf die Rammpfähle erfolgte ebenfalls durch eiserne Schuhe sowie durch Eichenholzeinlagen in vorsichtigster Weise. Auf 8 m Brückenbreite kommen 7 Lehrbogen. Zum Ausrüsten dienen, wie aus Abb. 328 ersichtlich, durchweg Sandtöpfe; nur an den Kämpferseiten sind eichene Doppelkeile vorgesehen.

Abb. 330.

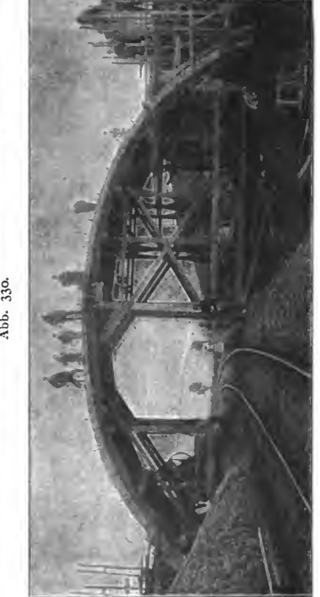


Abb. 331.

In den Abb. 330 bis 333 sind die Ansichten einiger ausgeführter Lehrgerüste für armierte Wölbbrücken gegeben

Abb. 330 zeigt im Rohbau das Lehrgerüst der von Rud. Wolle, Leipzig, 1897 ausgeführten Elsterbrücke im Leipziger Palmengarten, eines Moniergewölbes von 30 m Spannweite. In Brückenmitte ist eine Durchlaßöffnung für Bootverkehr vorgesehen. Das Lehrgerüst der in Abb. 138 auf S. 35 in Ansicht ge-



Abb. 332.

gebenen Straßenüberführung bei Goettkendorf (Eisenbahnlinie Marienburg—Allenstein), eines Moniergewölbes von 18,50 m Spannweite, ist in Abb. 331 zur Darstellung gebracht worden. Eine, diesmal seitlich angebrachte Durchfahrtöffnung dient zur Aufrechterhaltung des eingleisigen Bahnverkehrs.

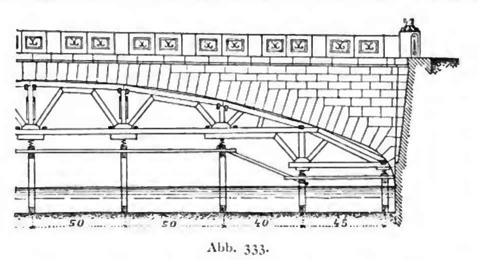


Abb. 333.

Abb. 332 veranschaulicht die Konstruktion eines Lehrgerüstes mit Durchfahrtöffnung für zweigleisigen Bahnbetrieb. Es handelt sich hier um eine für die Königliche Eisenbahndirektion Hannover von der Firma Robert Grastorf erbaute Bogenbrücke auf der Strecke Rheda—Oelde. Die Münchener Maximilianbrücke erhielt ein Lehrgerüst nach Abb. 333.

Abb. 334 und 335 zeigen die Gerüstkonstruktion einer in den Abb. 208 bis 210 auf S. 79 zur Darstellung gebrachten Hennebique-Brücke der Firma Meeß u. Nees. Zur Ausbetonierung der Bogen dienten besondere Holzkasten, die auf der Schalung angebracht und durch die Schalbretter der Fahrbahndecke gegenseitig versteift waren. Die auf S. 84 im Text und in

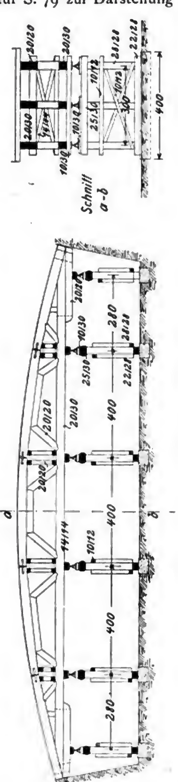


Abb. 334 und 335.



Abb. 336.

Abbildungen vorgeführte Bogenbrücke Donauwörth-Treuchtlingen hatte infolge des geringen Eigengewichtes auch nur eine leichte, schlanke Einrüstung erhalten, die hier um so eher berechtigt war, als in Rücksicht auf die verhältnismäßig ausgiebige Eisenarmierung nur mit Vorsicht gestampft werden durfte. Abb. 336 zeigt eine Ansicht des Lehrgerüstes. Als Untergerüst diente ein mehrfaches Sprengwerk; das Obergerüst ist mittels Keile aufgesetzt worden. Die Ausrüstung erfolgte sechs Wochen nach Beendigung der Stampfarbeiten.

Bei unsicherem Baugrund oder bei vorhandener Gefahr eines Erdauswaschens durch Regen (bei Böschungen) sind für die Gründung des Gerüstes Ausgrabungen bis zu einer festen Schicht vorzunehmen. In allen Fällen empfehlen sich für die Pfosten besondere Fundamente aus Stein, Beton (Abb. 334) oder Eisenbeton, in welche die Pfosten etwa 20 cm hoch einbetoniert werden können. Bei gutem Baugrund genügen quergelegte Auflagebohlen gemäß Abb. 333. Die Joche sind dann aber genügend durch Schrauben zu verankern. Bei Neubauten in gutem Gelände empfiehlt es sich, mit den Erdarbeiten erst nach Beendigung des Brückenbauwerkes zu beginnen, also den Erdkörper selbst als Gerüstunterteil zu benutzen. Die Montage ist dann eine einfachere und zugleich billigere. Bei ganz ungünstigen Bodenverhältnissen kann sich schließlich ein Eintreiben der Jochpfähle mittels maschinell betriebener Rammen als notwendig erweisen.

Aus den Abb. 337 bis 339 ist die Lehrgerüstkonstruktion der auf S. 66 berechneten Straßenbrücke am Mainzer Tor ersichtlich. Wie schon auf S. 43 erwähnt, stand zuvor an Stelle des Neubaues eine steinerne Brücke, die ohne Betriebsstörungen entfernt werden mußte. Etwa 150 m von der Baustelle entfernt wurde zunächst eine hölzerne Notbrücke erbaut, und erst nach Inbetriebsetzung derselben mit dem Abbruch der alten Brücke angefangen. Vermittels eines besonders hergestellten Abbruchslehrgerüstes erfolgte die Beseitigung der Steinmaterialien. Das Lehrgerüst der neuen Brücke ist genau nach dem hier wiedergegebenen Entwurf ausgeführt worden, nur mit der Maßnahme, daß zum Teil Sandtöpfe Verwendung fanden. Der Holzverbrauch für dieses Lehrgerüst, wie für die Notbrücke betrug insgesamt etwa 150 m^3.

Zur Herstellung der Lehrgerüste darf nur gutes, neues, trocken aufgewachsenes Holz von bester, gesunder Beschaffenheit genommen werden. Bei größeren Brückenobjekten dürfte sich der Gesamtverbrauch an Holz zu $^1/_4$ bis $^1/_5$ m^3 auf 1 m^3 Beton (Gewölbe und Fahrbahn) belaufen. Natürlich ist diese Angabe nur als ungefährer Durchschnittswert aufzufassen. Zumeist nimmt man gesägtes Kantholz; nur für den Unterbau wird gelegentlich auch Rundholz genommen. Übliche Abmessungen der verschiedenen Hölzer sind aus den Abb. 328, 329, 334, 335, 337, 338 sowie aus den noch folgenden Abb. 340 bis 345 zur Genüge ersichtlich. Die Verschalung wird in der Regel aus 2 bis 3 cm starken Brettern hergestellt, die oben behobelt und an den unteren, sichtbaren Außenflächen gespundet sind. Bei dem in Abb. 224 auf S. 83 veranschaulichten Rippengewölbe nahm man folgende Holzstärken: für die Pfosten 15,5 · 20,5, für die Pfetten und Schwellen 15,5 · 15,5 bezw. 15.5 · 20,5, für die Diagonalen 5 · 15,5 und für die Längshölzer 5 · 20,5 cm.

Großer Wert muß auch auf geringe **Beanspruchung des Holzes,** insbesondere auf die Beanspruchung senkrecht zur Faserrichtung gelegt werden. Zur Vermeidung hoher Beanspruchungen, also zur besseren Druckverteilung, empfehlen sich Zwischenlagen durch 2 mm starke Blechplatten, durch Hartholzstücke oder durch die schon einmal erwähnten eisernen Schuhe, wie solche auch aus Abb. 344 und 345 ersichtlich sind.

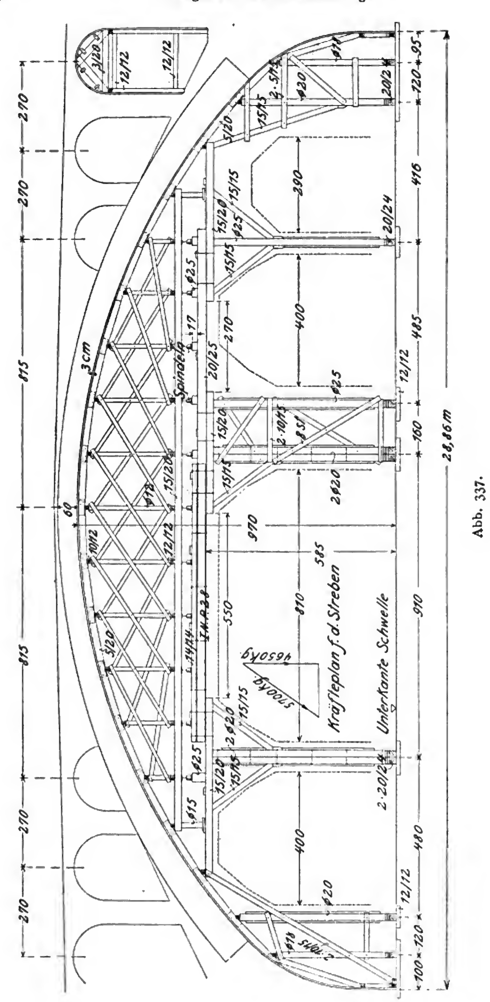

3cm
Spindeln
Kräfteplan f. d. Streben
Unterkante Schwelle
4650 kg
5700 kg
28,86 m

Abb. 337.

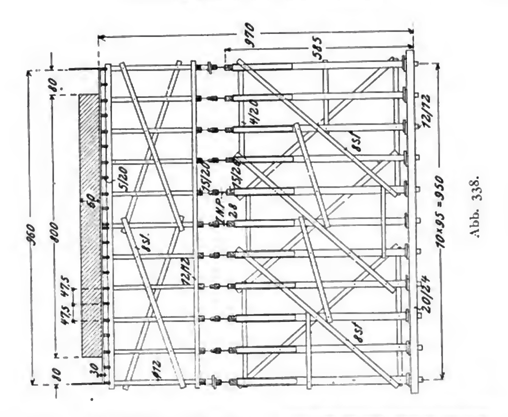


Abb. 338.

Auf Grund eingehender Versuche von Föppl hat die bayerische Staatsbahnverwaltung folgende Grenzwerte vorgeschrieben: für hartes Gerüstholz, quer zur Faser 12 kg/cm² und längs der Faser 28 kg/cm² Dem gegenüber schlägt Leibbrand-Sigmaringen bei Benutzung von Eisenzwischenlagen die bezüglichen Werte 28 und 80 kg/cm² vor. Bei der Moselbrücke in Sauvage bei Metz war die größte Pressung der Weichhölzer senkrecht zur Faser 15 kg/cm² und parallel zur Faser 23 kg/cm², bei mittelharten Hölzern 22 kg/cm² senkrecht zur Faserrichtung. Man nehme für gewöhnliche Fälle als Grenzwerte 12 bis 15 kg/cm² senkrecht zur Faser und 40 bis 50 kg/cm² parallel zur Faser, zweckmäßig angeordnete eichene oder eiserne Druckverteilungskörper vorausgesetzt.

Als **Ausrüstungsvorrichtung** sind die Sandtöpfe wohl am empfehlenswertesten. Sie sind bei guter Konstruktion und guter Sandfüllung besser und stabiler als die Schraubenspindeln; beträgt doch bei



Abb. 339.

größeren Lehrgerüsten der auf einen Sandtopf wirkende Normaldruck oft 15 bis 20 t. Die Sandtöpfe sind deshalb gut zu dichten, der feinkörnige Sand womöglich vorher tüchtig zu rösten. Bei der Wallstraßenbrücke in Ulm (Abb. 340 bis 343) wurde zwischen Eichenstempel und Topf heißer Goudron gegossen. Den ganzen Topf samt Eichenstempel überdeckte eine wasserdichte Segeltuchhaube, die unten zugebunden wurde, so daß der Sand völlig trocken erhalten werden konnte[1]). Die Sandentleerung erfolgte hier durch Drehen des Ringes, bei der Grünwalder Brücke durch Öffnen der Schrauben.

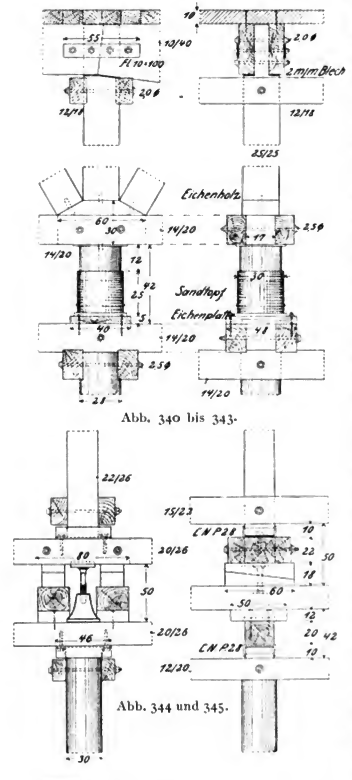


Abb. 340 bis 343.

Abb. 344 und 345.

Die in Kugelgelenken gelagerten Spindeln können bei seitlichem Druck leicht kippen, sind auch nicht so einfach zu handhaben wie Sandtöpfe. Die Abb. 344 und 345 zeigen die Spindelausrüstung der von Liebold u. Co., Holzminden, erbauten Illerbrücke bei Lautrach[2]). Keilausrüstungen sind nur noch bei Wölbbrücken kleinerer Spannweite in Gebrauch. In Amerika haben sie noch einige Bedeutung behalten; so wurde beispielsweise die in Abb. 224 auf S. 83 vorgeführte Brücke mit Keilausrüstung versehen.

Die **Betonierung** der Gewölbe erfolgt am besten in einer Anzahl über die ganze Breite der Brücke durchgeführter Lamellen, und zwar werden immer gleich-

[1]) Vergl. Deutsche Bauzeitung 1907, Zementbeilage Nr. 2. Aus den dort vorgeführten Abbildungen ist auch die Reihenfolge der Lamellenstampfung sowie die Anordnung eines „fliegenden" Fahrgerüstes ersichtlich.

[2]) Vergl. hierzu die Lehrgerüstanordnung der Brücke, Büsing-Schumann, Der Portlandzement, S. 469.

zeitig die einander entsprechenden, in gleicher Höhe beiderseits des Scheitels liegenden Lamellen eingestampft. Vorteilhaft ist ein sofortiges Hochbetonieren von der Schalung bis zur Gewölbeoberkante. Breite der Lamellen etwa 2 bis 3 m. Die Arbeit teile man so ein, daß mindestens zwei Betonbahnen eine Tagesleistung bilden. Da künstliche Belastungen stets hindernd auf die Betonierarbeit einwirken, ist die Anordnung der Lamellen derartig vorzunehmen, daß solche künstliche Belastungen unnötig werden. Natürlich ist die Bestimmung der Lamellenreihenfolge von der Konstruktion des Lehrgerüstes abhängig. Starke Deformationen dürfen nicht eintreten, weshalb die zuerst zu stampfenden Lamellen unmittelbar über den Stützungen liegen und das Ausstampfen der Zwischenräume erst späterhin erfolgt. Während der Herstellung stützen sich die einzelnen Betonbahnen am Fuße oder beiderseits — je nachdem das Gewölbestück stark oder nur schwach geneigt ist — gegen kräftig abgestützte, radial aufgerichtete Bohlen, sog. künstliche Widerlager (vergl. Abb. 339). Als äußere Begrenzung der Lamellen (gleichzeitig als Lehre für die Dicke des Gewölbes) dient eine abgespreizte Seitenwand (vergl. Abb. 332) oder eine Vorsatzquaderlage aus vorher betoniertem Kunststein. Der Gewölbeschluß erfolgt bei Dreigelenkbrücken am besten zuerst im Scheitel, dann an den Kämpfern und schließlich an der Bruchfuge. Bei Gewölben mittlerer Spannweite kann das Einstampfen auch in Längsabschnitten erfolgen, die so zu bemessen sind, daß je einer gerade in einem Tage fertiggestellt werden kann. Will man das Gewölbe ohne Unterbrechung an einem Tage herstellen, so werden natürlich mancherlei Vorbereitungen notwendig sein. Beispielsweise wurde zu diesem Zwecke bei der auf S. 45 erwähnten Bogenbrücke über die Idriaschlucht elektrische Kraft und Licht in einer provisorischen Dampfzentrale mittels Dynamos erzeugt. Infolge ungünstiger Bodengestaltung konnte diese Zentrale erst in einer Entfernung von etwa 400 m vom Bauplatz, hoch über demselben errichtet werden. Die Kraft wurde mittels einer Druckleitung herangeführt. Auch die Beschaffung des nötigen Wassers machte Schwierigkeiten; es mußte aus einer Entfernung von annähernd 1 km durch eine Gravitationswasserleitung herangeholt werden. Trotz aller solcher Schwierigkeiten gelang es, den gewaltigen Bogen von 55 m Spannung an einem Tage herzustellen. Dabei waren vier Betonmischmaschinen tätig, je zwei auf einem Ufer und die beiden anderen von einem Motor betrieben. Der Transport des erzeugten Betons zur Verwendungsstelle hin geschah mittels Rollwagen und Rutschen.

Das Herabschütten großer Betonmassen von hohem Gerüst auf die Schalung ist in jedem Falle zu vermeiden. Das Stampfen erfolgt gewöhnlich senkrecht zur Leibung, tangential nur bei steiler Neigung, und zwar dann zwischen einer Doppelschalung. Es wird in solchem Falle die Schalung des Gewölberückens nach und nach errichtet; in der Gegend des Scheitels, wo die Neigung eine flachere ist, wird dann wieder senkrecht zur Leibung gestampft. Um festen Beton zu erzielen, erfolge das Stampfen in genügend kräftiger Weise. Die Mischungsverhältnisse sind sehr verschieden und bei den meisten der bisher besprochenen Kon-

struktionen angegeben. Im allgemeinen gibt erdfeuchter Beton eine höhere Festigkeit ab als plastischer; doch ist der letztere zuverlässiger.

Die Befürchtung, daß die Betonsichtflächen unter Ausblühungen zu leiden haben, ist oftmals die Veranlassung, jene Flächen in irgend einer Weise zu verkleiden. Nasser Beton neigt allerdings zu Ausblühungen, und zwar mehr als trockner. Das in den Beton eindringende Regenwasser nimmt alle die Ausblühungen veranlassenden löslichen Salze aus dem Zement auf und führt sie nach der Oberfläche des Bauwerkes, wo das Wasser verdunstet und die gelösten Salze ausscheidet[1]). Es empfiehlt sich deshalb an der Außenseite Zement, der möglichst arm an solchen Salzen ist. Zweckmäßig ist für die Sichtflächen ein fast völlig plastisch hergestellter Vorsatzbeton 1 : 3, der besonders — unter Verwendung von Blechen — eingestampft wird.

Zur Erzielung einer ausreichenden Erhärtung muß der Beton genügend lange auf der Schalung bleiben; das Ausrüsten beginne also nicht zu frühzeitig, etwa fünf Wochen nach Fertigstellung der Betonierarbeit. Die Ausführung der Gehwege, sowie der Geländer, die Dichtung der Fahrbahn, die Herstellung der Chaussierung usw. erfolge erst nach dem Absenken des Lehrgerüstes.

Erwähnt seien hier noch einige Verfahren, die eine teilweise Beseitigung der unbequemen und kostspieligen Einschalung bezw. eine vollkommene Freihaltung der Lichtweite möglich machen sollen. Es ist schon früher auf die Eigenart der Melanschen Bauweise hingewiesen worden. Die Einlagen stellen Eisengerippe mit eigener Tragfähigkeit dar, die vermittels der im Eisenhochbau üblichen leichten Montagegerüste aufgebaut werden. Dem Schalungsgerüst für die Betonarbeiten wird der Charakter einer sich selbst tragenden Konstruktion genommen. Die Bretter und Bohlen werden an dem einzubetonierenden, stark genug konstruierten Eisengerippe aufgehängt und dadurch die sonst erforderliche Stützenzahl wesentlich herabgesetzt, wenn nicht gar auf Null reduziert. Aus Abb. 346 und 347 ist die Herstellungsweise der in Abb. 261 vorgeführten Schwimmschulbrücke zu Steyr ersichtlich. Die Schalung ist durch Bügeleisen an den Bogenträgern befestigt. Die Bügel werden nur so weit eingestampft, daß man sie nach dem Ausrüsten wieder wegnehmen kann. Da man es hier mit keinen Rundstäben zu tun hat, die bei den Herstellungsarbeiten nur schwer in ihrer richtigen Lage erhalten werden können, ist die Stampfarbeit eine wesentlich einfachere und leichtere als bei den Monierbrücken. — Nach Abb. 348 und 349 ist die Schalung mit Zuhilfenahme von Schraubenbolzen und der Leibung entsprechend gebogenen Winkeleisen am Untergurt der Eisenbogen befestigt. Da in dem angeführten Beispiel die Entfernung der Bogen untereinander eine größere als sonst üblich ist, hat man Querarmierungen (nebst Verteilungsstäben) aus Rundeisen vorgesehen.

Soll Schiffahrts- oder Eisenbahnverkehr auf der ganzen Spannweite durch Stützen nicht gestört werden, so kann die Rüstung oberhalb der

[1]) Vergl. den Aufsatz „Vermeidung von Ausblühungen an Betonmauerwerk", Zement und Beton 1905, S. 54.

Schalkonstruktion erfolgen. Man kann die ganze Öffnung durch ein starkes Hänge- und Sprengwerk überbauen und die Schalung daran

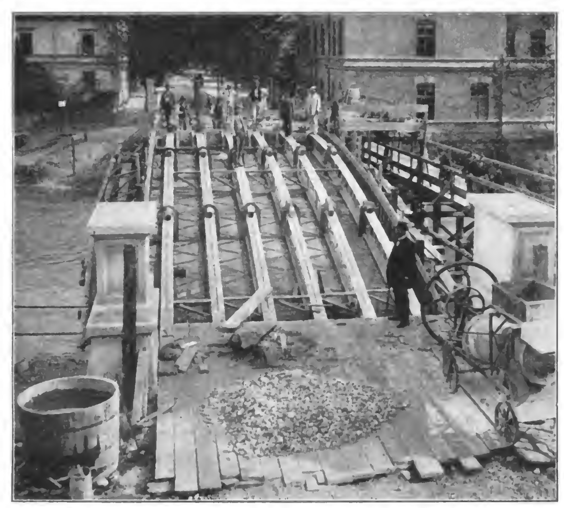
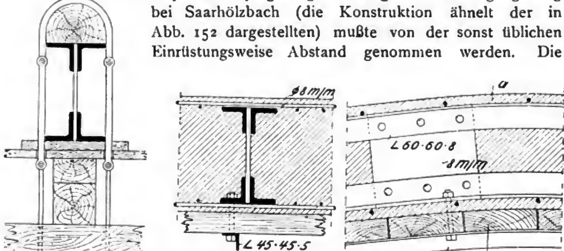


Abb. 346.

befestigen. In dieser Weise ist z. B. der eine Bogen der Hennebiquebrücke in Soissons sur Aisne eingerüstet worden. Auch bei dem von Wayss u. Freytag ausgeführten gewölbten Fußgängersteg bei Saarhölzbach (die Konstruktion ähnelt der in Abb. 152 dargestellten) mußte von der sonst üblichen Einrüstungsweise Abstand genommen werden. Die



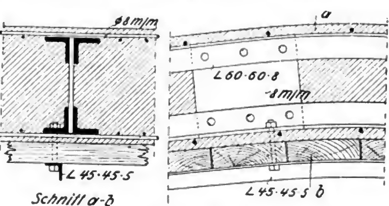


Abb. 347.

Abb. 348 und 349.

Schalung wurde in zweckentsprechender Weise an einem darüber befindlichen Hängewerk befestigt.

Schließlich sei noch der Ausführung einer Eisenbetonbogenbrücke mit Hilfe von Eisenbetonlehren Erwähnung getan. Nach Mitteilung des Engineering Record wurden bei dem Bau eines Rippengewölbes von 4 × je 5 m Spannweite und 3,20 m Pfeilhöhe Eisenbetonlehren verwandt, die nicht nur sich selbst, sondern auch den Beton des Gewölbes zu tragen imstande waren. Ein festes Lehrgerüst empfahl sich deshalb nicht, weil der Wasserspiegel bei Hochwasser bis zur halben Pfeilhöhe stieg. 1,25 m lange, trogförmige Stücke von Höhe und Breite der Rippen wurden in Stahlformen hergestellt und mittels eines Portalkranes und eines Hochgerüstes aufgestellt. Gewicht der Lehren im Durchschnitt 800 kg. Die einzelnen Stücke wurden durch ein 28 mm-Drahtseil an einem auf dem

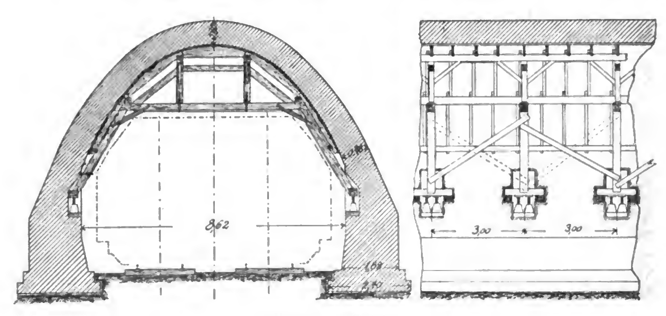


Abb. 351 und 352.

zuvor fertiggestellten Widerlager bezw. Zwischenpfeiler aufgestellten Bockgerüst aufgehängt. Dieses Bockgerüst wurde dann mit einem 35 mm-Drahtseil nach hinten verankert, so daß der ganze Montageaufbau dem System der Hängebrücke entsprach. Stirn und Querwände wurden späterhin zwischen Holzschalungen gestampft, die man auf die Bogenrippen aufsetzte. — Eine derartige Bauausführung kann natürlich nur da in Frage kommen, wo es an der erforderlichen Höhe des Lehrgerüstes fehlt. Immerhin ist ein festgefügtes, stabiles Lehrgerüst mehr zu empfehlen.

Abb. 351 und 352 zeigen die Einrüstung eines 50 m langen Tunnelbaues bei Bahnhof Grunewald, Berlin[1]). Bei der Bauausführung war die Bedingung vorgeschrieben, den starken (10 Minuten-) Verkehr in keiner Weise zu stören. Ein Platz für die Aufstellung von Stützen war also nicht vorhanden. Man gab deshalb dem Gerüst seinen Stützpunkt unmittelbar auf den Widerlagern. Die Spindeln, paarweis angeordnet, wurden

[1]) Näheres in Zement u. Beton 1906, S. 374.

in besonders ausgesparte Nischen gestellt. Die Aufstellung des Gerüstes geschah bei Nacht, ebenso das spätere Ausrüsten, weil nur wenige Nachtstunden hindurch der Tunnel nicht befahren wurde. Dem leicht möglichen Auftreten einer Feuersgefahr durch ausgeworfene Funken wurde durch einen Holzanstrich mit Wasserglaslösung vorgebeugt. Vor Aufbringung der Betonmasse wurde das Stampfgerüst mit Eisenbahnschienen belastet, insgesamt 50 t. Bei dieser Probe waren keinerlei Veränderungen an dem Gerüst zu bemerken.

Beim **Ausrüsten** ist mit besonderer Sorgfalt vorzugehen. Die Absenkung erfolge von der Mitte nach den Widerlagern zu. Bei Dreigelenkbrücken hat es sich als vorteilhaft erwiesen, von den Schenkelmitten aus nach den Gelenken hin abzulassen. Neben dem Gewölbe selbst müssen bei dem Ablassen auch die Pfeiler der Brücke durch Theodolith beobachtet werden. Die Ausrüstung der schon mehrfach erwähnten Grünwalder Isarbrücke[1]) wurde erst vorgenommen, nachdem der Bogen durch nahezu dreimonatliches Ruhen auf dem Lehrgerüst genügend Zeit gefunden hatte, vollständig zu erhärten und auch der vollständige Aufbau einschließlich Chaussierung auf den beiden Brückenbogen aufgebracht war. Zur Ausschalung wurden 28 zuverlässige Leute verwendet, welche je mit einem kleinen Metallbecher, 0,25 l fassend, einem Schraubenschlüssel und einem kleinen Löffel versehen wurden. Auf ein Signal öffnete man gleichzeitig bei beiden Bogen die Schrauben der Sandtöpfe unter dem Mitteljoch und entfernte je ein Becher Sand. Dieser Vorgang wurde dann jeweils an vier Jochen, symmetrisch zu den Widerlagern, wiederholt, so daß eine allmähliche Senkung des Bogens vom Scheitel aus durchgeführt wurde, bis schließlich der Bogen nach einer dreistündigen Dauer der Ausrüstungsarbeiten (es waren insgesamt 154 Sandtöpfe) vollständig frei trug.

Auch bei der Wallstraßenbrücke in Ulm wurde auf die allmähliche Ausrüstung des Gewölbes besondere Sorgfalt verwendet. Hier waren es im ganzen 104 Sandtöpfe, aus welchen der Inhalt durch Drehen des Ringes zu entfernen war. Jeder Topf erhielt zwei Mann Bedienung, so daß einschließlich des notwendigen Überwachungspersonals rund 220 Mann (meist Pioniere) tätig waren. Die Absenkung des Gerüstes vollzog sich in drei Abteilungen mit nur kurzen Zwischenpausen. Auf Trompetensignal erfolgte das jedesmalige Öffnen der Töpfe. Das Einsenkungsmaß wurde durch Höhenmarken an den Stempeln bestimmt.

Nach beendeter Ausrüstung hat eine **Probebelastung** zu erfolgen. Bei Straßen- und Eisenbahnbrücken wählt man in der Regel das der Berechnung zugrunde gelegte Verkehrsmittel, wie Walze, Lokomotive. Bei Fußgängerbrücken kann die Probebelastung auch mit einer Gesamtlast erfolgen, entsprechend einer gleichmäßig verteilten Belastung von 400 bis 800 kg/m². Bleibende, als auch vorübergehende Durchbiegungen sind durch genau funktionierende Meßapparate festzustellen (Griotscher Biegungsmesser, Bauschingerscher Rollenapparat, Fränkelscher Pfeil-

[1]) Vergl. Abb. 80 und 81 auf S. 20 und Abb. 298 und 299 auf S. 120.

zeiger u. a.) Ebenso sind etwaige Senkungen der Pfeilerkörper mittels Theodoliths scharf zu beobachten und alle Rissebildungen an den einzelnen Bauteilen gewissenhaft zu verzeichnen.

Bei der in den Abb. 68 bis 71 dargestellten Bogenbrücke der Firma Ed. Züblin, Straßburg, erfolgte die Probebelastung durch eine 18 t-Straßenwalze, wiewohl die Berechnung nur für einen Lastwagen von 12 t oder für eine Wasserwalze von 6 t, dazu 400 kg/m² Menschengedränge, ausgeführt war. Unter jedem Längsbalken und jedem Zugband wurden einfache Meßapparate (also vier Stück) aufgestellt. In Brückenmitte nahm man genaues Stichmaß der beiden Bogen; außerdem wurde in Brückenmitte Oberkantefahrbahn von beiden Widerlagern aus genau einnivelliert. Die Probebelastung selbst geschah in folgender Weise:

1. Dampfwalze in rascher Fahrt über die Brücke, unter welcher sich der Sicherheit wegen keine Menschen befanden.
2. Dampfwalze in langsamer Fahrt bis zur Brückenmitte, wo sie längere Zeit stehen blieb. Die abgelesenen Einsenkungen (1 bezw. 1,5 mm) verschwanden nach Entlastung.
3. Dampfwalze mehrere Male unter Wechsel der Fahrgeschwindigkeit und der Stellung bis Brückenmitte; auch hier ergaben sich keine bleibenden Durchbiegungen.
4. Dampfwalze, hart an Fahrbahnkante bis zur Brückenmitte, wo sie längere Zeit stehen blieb; die abgelesene Einsenkung von 2 mm an der belasteten Seite verschwand nach der Entlastung.

Die auf S. 25 als Beispiel angeführte Kerkerbachbrücke zu Heckholzhausen mußte zwecks Einhaltung des festgesetzten Termins etwas schneller als üblich fertig gestellt werden. Bei 12 m Spannweite beträgt die Breite 4 m, die Scheitelstärke 27 cm und der Stich $^1/_{12}$. Die Ausschalung und das vollständige Entfernen des Gerüstes erfolgte 17 Tage nach beendetem Betonieren. Unmittelbar darauf vollzog sich die Überstampfung des Gewölbes und der Stirnen. Zwei Wochen später, also 31 Tage nach beendetem Betonieren des Gewölbes, erfolgte das Abwalzen der Schotterung durch eine 9 t-Walze. An einer Meßvorrichtung wurden normale Erschütterungen nur beim Herunterbremsen beobachtet. Die eigentliche Probebelastung — mit 17 t-Walze — fand drei Wochen später, also etwa zwei Monate nach Fertigstellung des Gewölbes, statt. Es konnten nur vorübergehende Schwankungen von 0,1 mm beobachtet werden.

Bei der schon mehrfach erwähnten Bogenbrücke über die Idriaschlucht (Abb. 165) wurden vier Belastungsfälle untersucht, und zwar mit Benutzung verteilter Last von 500 kg/m². Diese Einheitsbelastung erstreckte sich bei

Untersuchung I: auf das mittlere Bogendrittel,
„ II: auf die gesamte Spannweite,
„ III: auf die beiden äußeren Bogendrittel,
„ IV: auf die halbe Spannweite.

Die unter Zuhilfenahme von Einflußlinien nach Prof. Winkler berechneten Durchbiegungen stimmten mit den gemessenen annähernd überein.

Schließlich sei noch das Protokoll über die Belastungsprobe und Abnahme der Fußgängerüberführung in km 40,943 der Moselbahn (vergl. S. 39) im Auszuge mitgeteilt. Die Ausführung des Bauwerks wurde anfangs November 1900 begonnen, das Hauptgewölbe am 30. November 1900 betoniert und die Arbeiten bis auf die Ausschalung und den Anstrich gegen Ende Dezember 1900 beendet; die Ausschalung und die Vollendung der restlichen Arbeiten erfolgte in der Zeit vom 19. bis 27. März 1901. Als Belastungsmaterial standen eiserne Querschwellen im Gewichte von 58,30 kg, sowie mit Sand gefüllte Zementsäcke von etwa 60 kg Gewicht zur Verfügung. Die vor Aufbringung der Belastung vorgenommene Prüfung und Besichtigung ergab, daß das Bauwerk dem Entwurf gemäß ausgeführt ist und irgendwelche Risse und Beschädigungen nicht vorhanden waren. Zunächst wurden auf der Fläche von Treppenoberkante bis Gewölbescheitel 47 Schwellen von rd. 400 kg/m² aufgebracht, wobei mit dem vorhandenen Nivellierinstrument auf einer über dem Scheitel an dem Geländer befestigten Nivellierlatte eine meßbare Einsenkung oder Hebung des Scheitels nicht abzulesen war. Hierauf wurden auf der Treppe 50 Säcke Sand und zwischen Gewölbescheitel und Pfeiler 90 Stück Schwellen aufgebracht, so daß die gesamte Belastung betrug:

50 Sack Sand	à 60,0 kg	=	3000 kg
47 Schwellen	à 58,3 „	=	2740 „
90 „	à 58,3 „	=	5247 „
	Summa		10 987 kg,

das ist für 1 m²:

$$\frac{10\,987}{(8{,}60 + 8{,}75) \times 1{,}50} = 422 \text{ kg.}$$

Während des Aufbringens dieser Last ließ sich mit dem Nivellierinstrument eine Einsenkung des Scheitels bis annähernd 1 mm ablesen, Risse oder anderweitige Beschädigungen am Bauwerk aber nicht konstatieren. Nach einviertelstündigem Belassen der Last auf dem Bauwerk wurde dieselbe wieder entfernt, wobei die abgelesene Einsenkung im Scheitel auf 0 zurückging.

Ein bemerkenswertes Beispiel kühnster Bauausführung, welches darin bestand, eine Betonbrücke fertigzustellen, ohne den Zugverkehr über eine an gleicher Stelle befindliche alte eiserne Brücke zu unterbrechen, sei im folgenden kurz mitgeteilt. Die Spannweite des Bogens beträgt 24 m bei einer Brückenbreite von 13,4 m. Die ehemalige eiserne Brücke ist vollkommen verschwunden, nachdem ihre Eisenteile abgetragen und ihre gemauerten Pfeiler in Beton aufgegangen sind. Abb. 353 zeigt in unterbrochenen Linien sowohl die alten Pfeiler als die beseitigten Eisensäulen und Gitterträger. Man hatte zuerst beabsichtigt, die alten Pfeiler stufenförmig so weit abzubrechen, daß die Oberfläche des stehenbleibenden Stumpfes sich der äußeren Leibung des neuen Bogens ungefähr anpaßte.

Doch hat man es später für besser gehalten, die Pfeiler in ihrer ganzen Höhe stehen zu lassen. Um jedoch eine innige Verbindung des neu aufzubringenden Betons mit dem Mauerwerk der alten Pfeiler herzustellen,

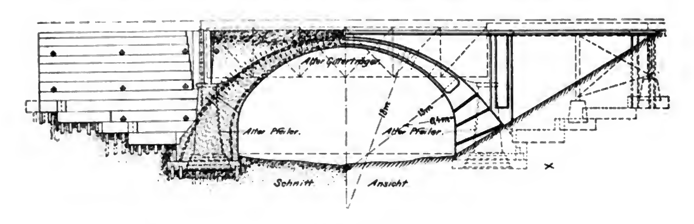


Abb. 353.

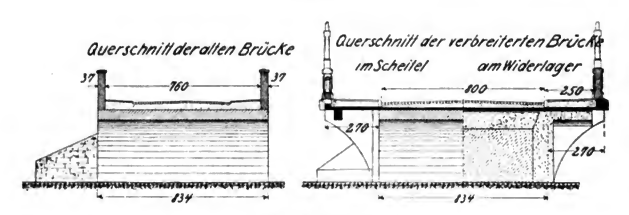


Abb. 354 und 355.

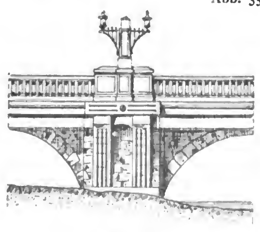


Abb. 356.

wurden in letztere tiefe Löcher und in diese 1,20 m lange Eisenstäbe mit Zement eingegossen, welche dann später in den sie umhüllenden Beton hineinreichten. Über weitere Einzelheiten dieser interessanten Brückenausführung vergl. Zement und Beton 1905, S. 59.

Der größere Eisenbahnverkehr bedingt auf fast allen Strecken statt des eingleisigen zweigleisigen Betrieb, weshalb sich oftmals an alten, aber sonst noch gut erhaltenen Steinbrücken Verbreiterungen notwendig machen. Auch in vielen Städten dürften sich ältere Brücken befinden, deren Breitenverhältnisse dem neuzeitlichen Verkehr nicht mehr gewachsen sind. Eisenbeton eignet sich nun zu derartigen Bauausführungen in vorzüglichster Weise; die Arbeit damit geht ebenso schnell wie billig vonstatten, und

Unterhaltungskosten sind ausgeschlossen. In den Abb. 354 bis 356 ist ein Beispiel solcher Ausführung gegeben. Die Breite der dargestellten alten Kinzigbrücke in Hanau erwies sich seit Jahren als nicht mehr ausreichend zur Aufnahme des dort herrschenden lebhaften Wagenverkehrs. Es wurden deshalb auskragende Fußwegkonstruktionen mit Konsolstützung in Vorschlag gebracht und die Ausführung der Firma Drenckhahn u. Sudhop, Braunschweig, übertragen. Die allgemeine Anordnung der zur Ausführung gelangten Konstruktion geht aus Abb. 355 hervor. Abb. 356 zeigt eine Ansicht des fertigen Bauwerkes, die den Beweis liefert, daß sich die Eisenbetonkonstruktion in ihrer architektonischen Ausgestaltung dem Charakter der vorhandenen Brücke gut angepaßt hat. Baukosten bei mehr als 100 m Brückenlänge 43 200 Mark.

Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin S.W.

